

# **ANÁLISE PUSHOVER DE PONTES EM BETÃO ARMADO**

**RUI ANDRÉ VEIGA RIBEIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

---

Co-Orientador: Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa

MARÇO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

A meus Pais

*“Dove c'è una grande volontà non possono esserci grandi difficoltà.”*

*Niccolò Machiavelli*



## AGRADECIMENTOS

Alcançado o término deste trabalho, resta-me expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que contribuíram directa ou indirectamente para a sua realização, nomeadamente:

- Ao professor Raimundo Delgado, meu orientador, pela disponibilidade e dedicação investidas no desenvolvimento deste trabalho. A simpatia que transparece aliada à forma sábia, apaixonada e clarividente como aborda os assuntos que lhe são expostos, irradia para aqueles que têm o privilégio de o conhecer, a saudável ânsia do saber, representando em todos os sentidos, uma fonte de inspiração inigualável.
- Aos professores Aníbal Costa e António Arêde, por me terem aberto a porta do mundo do trabalho, no momento em que me convidaram a colaborar com o Instituto da Construção da FEUP. O seu sentido altruísta de partilhar vivências, dentro e fora do domínio da engenharia civil, proporcionaram-me momentos de aprendizagem e de realização profissional em projectos únicos,



## RESUMO

A interpretação dos mecanismos associados aos danos resultantes de abalos sísmicos em estruturas de pontes e viadutos, sustenta a necessidade da consideração do comportamento não-linear na análise e dimensionamento sísmico destas estruturas. Quando as normas do dimensionamento sísmico actuais promovem a análise estrutural em função dos deslocamentos em detrimento dos esforços, os benefícios da consideração da ductilidade através de análises não-lineares torna-se evidente.

As análises estáticas não lineares, análises *pushover*, constituem uma ferramenta de análise sísmica de pontes amplamente aceite, sendo portanto, uma opção para a avaliação sísmica estrutural. O principal objectivo desta dissertação consiste, deste modo, no estudo das potencialidades e limitações da aplicação deste tipo de análise, de acordo com o procedimento proposto no Eurocódigo 8, recorrendo a duas metodologias distintas para a inclusão da denominada não-linearidade material dos elementos.

Após a descrição de diferentes metodologias para proceder a análises *pushover*





## **ABSTRACT**

When studying the structural behaviour of bridges under earthquake loading, a more adequate characterization and interpretation of the damage demand requests the consideration of the nonlinear behaviour of the structural elements. Since current seismic design and assessment codes emphasize the need for a more accurate deformation analysis, instead of the common force-based one, there is clear advantage in using nonlinear features to obtain a more precise characterization of deformation measures such as ductility demand.

The use of nonlinear static analysis, based on the computation of pushover curves, as a tool for seismic assessment of bridges, constitutes the main objective of this dissertation. Advantages and pitfalls of this type of analysis, carried out according to EC8, making use of two different modelling approaches, are presented herein.

Starting with the description of the considered modelling possibilities, the study carries on with a set of comparative analyses towards a better understanding of the complexity associated to this sort of approach in a structural behaviour assessment context. The influence of different issues involved in a nonlinear static procedure, such as the inelastic modelling of structural behaviour, the definition of plastic hinge length and position or the definition of the lateral load pattern and selection of the control node, is discussed thoroughly herein.

Subsequently, a study of the seismic behaviour of RC bridges using pushover analysis is carried out. A set of seven different structural configurations were selected and two modelling approaches for the nonlinear behaviour were considered: concentrated plasticity with moment-curvature definition for cross section behaviour and distributed plasticity with a fiber modelling approach for the element behaviour.

In order to perform a comparison of the different pushover strategies, some seismic response measure parameters, such as deck displacements and bending moments, piers and abutments shear forces, are selected. Results are somewhat statistically treated and conclusions and final remarks are taken on the way to identify eventual advantages and limitations of the different nonlinear modelling modalities.

**KEYWORDS:** seismic behaviour, nonlinear analysis, pushover, bridges, plastic hinge, distributed inelasticity, fiber model.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
 <b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	 1
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. OBJECTIVOS .....	2
1.3. DESCRIÇÃO DA TESE .....	2
 <b>2. ANÁLISE SÍSMICA NÃO LINEAR DE PONTES</b> .....	 5
2.1. EFEITO SÍSMICO EM PONTES .....	5
2.1.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.1.2. DANOS EM PONTES .....	6
2.1.2.1. Danos por falha do tabuleiro .....	6
2.1.2.2. Danos por falha dos pilares .....	8
2.1.2.3. Danos por falha dos nós .....	11
2.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO .....	12
2.3. ANÁLISE SÍSMICA COM “PUSHOVER” .....	17
2.3.1. ANÁLISE NÃO LINEAR .....	17
2.3.2. CONCEITO “PUSHOVER” .....	17
2.3.3. PROCEDIMENTO DA ANÁLISE “PUSHOVER” .....	18
2.3.4. VANTAGENS E LIMITAÇÕES DO “PUSHOVER” .....	26
 <b>3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE E ESTUDOS COMPARATIVOS</b> .....	 29
3.1. INTRODUÇÃO .....	29
3.2. ANÁLISE COM RÓTULA PLÁSTICA .....	29
3.2.1. CONCEITO .....	29
3.2.2. BIAX .....	31
3.2.3. SAP2000 .....	34
3.3. ANÁLISE COM MODELO DE FIBRAS .....	35

3.3.1. CONCEITO .....	35
3.3.2. SEISMOSTRUCT .....	35
<b>3.4. ESTUDOS COMPARATIVOS.....</b>	<b>37</b>
3.4.1. COMPRIMENTOS DA RÓTULA PLÁSTICA .....	37
3.4.2. MODELAÇÃO DA RÓTULA NO ELEMENTO BARRA .....	41
3.4.3. CURVAS DO COMPORTAMENTO INELÁSTICO.....	42
3.4.4. CONCLUSÕES DOS ESTUDOS COMPARATIVOS.....	45
 <b>4. APLICAÇÃO DO PUSHOVER A PONTES.....</b>	 <b>47</b>
<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS .....</b>	<b>49</b>
4.2.1. PORMENORES DE MODELAÇÃO .....	49
4.2.1.1. Pilares.....	49
4.2.1.2. Tabuleiro.....	51
4.2.1.3. Condições fronteira .....	53
4.2.1.4. Carga lateral .....	54
4.2.2. ANÁLISE DINÂMICA POR MODOS DE VIBRAÇÃO .....	55
<b>4.3. ANÁLISE PUSHOVER.....</b>	<b>60</b>
4.3.1. CURVAS DO COMPORTAMENTO INELÁSTICO.....	60
4.3.2. CURVAS DE CAPACIDADE .....	66
4.3.3. TEMPO DE REALIZAÇÃO DA ANÁLISE .....	72
4.3.4. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO NO EC8.....	73
4.3.5. PARÂMETROS DA RESPOSTA .....	76
4.3.5.1. Coeficientes BI (máximos e médios) relativos às pontes curtas.....	77
4.3.5.2. Coeficientes BI (máximos e médios) relativos às pontes longas .....	85
4.3.5.3. Coeficientes BI-máximos para o conjunto de pontes .....	92
4.3.5.4. Coeficientes MED BI relativos ao conjunto das pontes .....	97
4.3.5.5. Coeficiente MED BI em função do índice de regularidade da ponte .....	99
<b>4.4. DISCUSSÃO DE RESULTADOS .....</b>	<b>103</b>
 <b>5. CONCLUSÕES.....</b>	 <b>105</b>
<b>5.1. CONCLUSÕES FINAIS .....</b>	<b>105</b>
<b>5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>107</b>

<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>109</b>
---------------------------	------------

## **Anexos**

<b>A1-RESULTADOS DA ANÁLISE PUSHOVER PARA AS PONTES CURTAS .....</b>	<b>A1</b>
<b>A2-RESULTADOS DA ANÁLISE PUSHOVER PARA AS PONTES LONGAS .....</b>	<b>A7</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – A histórica e bela ponte do Rialto em Veneza, Itália ( <i>esquerda</i> ) e a moderna ponte Vasco da Gama em Lisboa, Portugal ( <i>direita</i> ) são exemplos de pontes com todo o simbolismo e importância que estas obras de arte devem apresentar .....	1
Fig. 2.1 – Rotura do tabuleiro nos viadutos do vale Golden State-Antelope no sismo de San Fernando em 1971 ( <i>esquerda</i> ) e os sismos de Northridge em 1994 ( <i>direita</i> ) (USGS) .....	6
Fig. 2.2 – Punçoamento de pilares através do vão de um viaduto da Estrada estatal nº1, na área de Watsonville durante o sismo de Loma Prieta em 1989 (NISEE, 2000) .....	7
Fig. 2.3 – Danos entre vãos adjacentes na estrada interestadual nº5 em Santa Clara River (Los Angeles) durante o sismo de 1994 em Northridge ( <i>esquerda</i> ) e no encontro da ponte próxima do porto de Nishinomiya no sismo de 1995 em Kobe (NISEE, 2000) .....	7
Fig. 2.4 – Falha de confinamento no topo do pilar da ponte durante o sismo de Northridge em 1994 (NISEE, 2000) .....	8
Fig. 2.5 – Vista geral (cima) e pormenor (baixo) da falha flexional acima da base dos pilares da auto-estrada de Hanshin devido à dispensa prematura da armadura longitudinal e deficiente reforço de confinamento no sismo de Kobe em 1995 .....	9
Fig. 2.6 – Rotura por corte dentro ( <i>esquerda</i> ) e fora ( <i>direita</i> ) da zona de rótula plástica na ponte da avenida San Fernando Mission Blvd-Gothic e da auto-estrada I-10 em Venice Blvd, respectivamente, durante o sismo de Northridge em 1994 (NISEE, 2000) .....	10
Fig. 2.7 – Falha de corte na zona de variação de secção transversal ( <i>esquerda</i> ) no pilar de uma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 e o pormenor do escorregamento das cintas helicoidais ( <i>direita</i> ) (Oliveira, et al., 1995) .....	10
Fig. 2.8 – Diferentes padrões de dano de corte em pilares de betão armado no troço da interestadual nº 10 de Santa-Monica durante o sismo de Northridge em 1994: pilar sem detalhe de armadura na zona de formação da rótula plástica ( <i>esquerda</i> ), pilar com instabilidade da armadura (centro) e pilar com rotura típica de corte ( <i>direita</i> ) (Broderick, et al., 1994) .....	11
Fig. 2.9 – Rotura por corte nos nós dos pilares do viaduto Cypress no sismo de Loma Prieta em 1989 (NISEE, 2000) .....	12
Fig. 2.10 – Comportamento sísmico de estruturas .....	14
Fig. 2.11 – Espectro de resposta elástico e de cálculo .....	15
Fig. 2.12 – Zona de comportamento não-linear na extremidade de um pilar encastrado .....	17
Fig. 2.13 – Lei momento – curvatura que reproduz o comportamento não linear de uma secção genérica .....	19
Fig. 2.14 – Espectros elásticos de acelerações (Sae) e deslocamentos (Sde) para um amortecimento de 5% no domínio tradicional ( <i>esquerda</i> ) e no domínio aceleração – deslocamento, AD ( <i>direita</i> ) .....	19

Fig. 2.15 – Espectros de resposta inelásticos para ductilidades constantes em formato AD normalizados para uma aceleração de pico do terreno de 1.0g .....	20
Fig. 2.16 – Exemplo da curva de capacidade de uma estrutura obtido através da análise pushover..	21
Fig. 2.17 – Distribuição das forças horizontais para realização da análise pushover .....	21
Fig. 2.18 – Sistema de um grau de liberdade equivalente (SDOF) para o modelo (MDOF) da ponte a ser analisada por pushover .....	22
Fig. 2.19 – Curva de capacidade ajustada $F^* - d^*$ , para a curva original do SDOF .....	24
Fig. 2.20 – Determinação do deslocamento do SDOF equivalente para períodos curtos.....	25
Fig. 2.21 – Determinação do deslocamento do SDOF equivalente para períodos médios e longos ...	25
Fig. 3.1 – Idealização da formação de rótula plástica na zona próxima da base de um pilar em consola sujeito a esforços horizontais .....	30
Fig. 3.2 – Exemplo da discretização da secção transversal de um pilar das pontes estudadas .....	31
Fig. 3.3 – Envolvente do comportamento do betão segundo o modelo Kent-Park modificado .....	32
Fig. 3.4 – Modelo do comportamento do aço de Giufrée-Pinto .....	33
Fig. 3.5 – Imagens de modelos numéricos 3D para análise e dimensionamento estrutural realizados com SAP2000.....	34
Fig. 3.6 – Exemplo da lei do comportamento não linear no formato esforço – deformação de uma secção de betão armado .....	35
Fig. 3.7 – Discretização da secção transversal de um elemento tipo de betão armado.....	36
Fig. 3.8 – Lei constitutiva do betão proposta por Mander .....	37
Fig. 3.9 – Lei constitutiva do aço.....	37
Fig. 3.10 – Exemplo da distribuição de curvaturas admitida num pilar encastrado ( <i>esquerda</i> ) e a sua distribuição real com indicação do efeito de yield penetration e do esforço transversal ( <i>direita</i> ) (Delgado, 2000).....	38
Fig. 3.11 – Esquema do sistema de um grau de liberdade utilizado para estudar a influência do comprimento da rótula ( <i>esquerda</i> ) e secção transversal do elemento barra que constitui o pilar ( <i>direita</i> ).....	39
Fig. 3.12 – Andamento da lei momentos-curvaturas utilizada como input para definição da rótula no elemento .....	40
Fig. 3.13 – Curvas de capacidade do sistema de 1 grau de liberdade estudado em função do comprimento de rótula.....	41
Fig. 3.14 – Curvas de capacidade do sistema de 1 grau de liberdade estudado em função do posicionamento de rótula no elemento.....	42



Fig. 3.15 – Esquema de pormenorização das secções transversais de betão armado para realização do estudo comparativo. Caso A de secção rectangular simples ( <i>esquerda</i> ) e o caso B da secção rectangular oca ( <i>direita</i> ) .....	43
Fig. 3.16 – Pilar de 14 metros de comprimento definido por 7 elementos com secção do caso A ( <i>esquerda</i> ) e com secção do caso B ( <i>direita</i> ) utilizado para a análise com Seismostruct.....	44
Fig. 3.17 – Curvas do comportamento inelástico sobre carregamento monotónico da secção A obtidas com o BIAX e SEISMOSTRUCT para diferentes níveis de esforço axial.....	44
Fig. 3.18 – Curvas do comportamento inelástico sobre carregamento monotónico da secção B obtidas com o BIAX e SEISMOSTRUCT para diferentes níveis de esforço axial.....	45
Fig. 4.1 – Configuração das pontes de betão armado a analisar .....	47
Fig. 4.2 – Espectros elásticos de acelerações e deslocamentos .....	48
Fig. 4.3 – Configuração geométrica do sistema e dos diferentes elementos que constituem a estrutura das pontes.....	49
Fig. 4.4 – Pormenor da secção transversal dos pilares.....	50
Fig. 4.5 – Secção transversal do tabuleiro.....	52
Fig. 4.6 – Modelação da ligação tabuleiro – pilar com elemento rígido rotulado na extremidade sobre o pilar.....	52
Fig. 4.7 – Esquema exemplo das condições fronteira do sistema estrutural utilizado (ponte P213) ....	53
Fig. 4.8 – Sistema estrutural da zona de encontro da ponte ( <i>esquerda</i> ) e lei tipo do comportamento bilinear das molas ( <i>direita</i> ) .....	54
Fig. 4.9 – Disposição das forças nodais de inércia em função da configuração de deformada do tabuleiro.....	54
Fig. 4.10 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P123 .....	61
Fig. 4.11 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P213 .....	62
Fig. 4.12 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P222 .....	63
Fig. 4.13 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P232 .....	63
Fig. 4.14 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P2222222 .....	64
Fig. 4.15 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P2331312 .....	65
Fig. 4.16 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P3332111 .....	65
Fig. 4.17 – Curvas de capacidade da P123 para o caso de carga modal.....	67
Fig. 4.18 – Curvas de capacidade da P123 para o caso de carga uniforme.....	67
Fig. 4.19 – Curvas de capacidade da P213 para o caso de carga modal.....	68
Fig. 4.20 – Curvas de capacidade da P213 para o caso de carga uniforme.....	68

Fig. 4.21 – Curvas de capacidade da P222 para o caso de carga modal e uniforme .....	69
Fig. 4.22 – Curvas de capacidade da P232 para o caso de carga modal e uniforme .....	69
Fig. 4.23 – Curvas de capacidade da P2222222 para o caso de carga modal e uniforme .....	70
Fig. 4.24 – Curvas de capacidade da P2331312 para o caso de carga modal .....	70
Fig. 4.25 – Curvas de capacidade da P2331312 para o caso de carga uniforme .....	71
Fig. 4.26 – Curvas de capacidade da P3332111 para o caso de carga modal .....	71
Fig. 4.27 – Curvas de capacidade da P3332111 para o caso de carga uniforme .....	72
Fig. 4.28 – Espectros elásticos escalados para as 6 intensidades da acção sísmica no formato AD .	73
Fig. 4.29 – Curva de capacidade do SDOF equivalente no formato AD.....	74
Fig. 4.30 – Aproximação bilinear à curva SDOF .....	75
Fig. 4.31 – Processo iterativo de resolução do método que acerta o deslocamento final da bilinear do sistema SDOF equivalente.....	75
Fig. 4.32 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P123 .....	77
Fig. 4.33 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P123 .....	77
Fig. 4.34 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P123.....	77
Fig. 4.35 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P123	78
Fig. 4.36 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P123.....	78
Fig. 4.37 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P213 .....	79
Fig. 4.38 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P213 .....	79
Fig. 4.39 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P213.....	80
Fig. 4.40 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P213	80
Fig. 4.41 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P213.....	80
Fig. 4.42 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P222 .....	81
Fig. 4.43 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P222 .....	82
Fig. 4.44 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P222.....	82
Fig. 4.45 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P222	82
Fig. 4.46 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P222.....	83

Fig. 4.47 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P232 .....	84
Fig. 4.48 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P232 .....	84
Fig. 4.49 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P232 .....	84
Fig. 4.50 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P232 ..	85
Fig. 4.51 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P232 .....	85
Fig. 4.52 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P2222222 .....	86
Fig. 4.53 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P2222222 .....	86
Fig. 4.54 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P2222222 .....	86
Fig. 4.55 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P2222222 .....	87
Fig. 4.56 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P2222222 .....	87
Fig. 4.57 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P2331312 .....	88
Fig. 4.58 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P2331312 .....	88
Fig. 4.59 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P2331312 .....	89
Fig. 4.60 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P2331312 .....	89
Fig. 4.61 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P2331312 .....	89
Fig. 4.62 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P3332111 .....	90
Fig. 4.63 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os deslocamentos do tabuleiro da P3332111 .....	91
Fig. 4.64 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para os momentos do tabuleiro da P3332111 .....	91
Fig. 4.65 – BI com valores máximos ( <i>esquerda</i> ) e médios ( <i>direita</i> ) para o corte nos pilares da P3332111 .....	91
Fig. 4.66 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P3332111 .....	92
Fig. 4.67 – Resumo dos BI com valores máximos dos deslocamentos do tabuleiro .....	93
Fig. 4.68 – Resumo dos BI com valores máximos de momentos flectores do tabuleiro .....	94
Fig. 4.69 – Resumo dos BI com valores máximos de corte nos pilares .....	95

Fig. 4.70 – Resumo dos BI com valores máximos de corte nos encontros .....	96
Fig. 4.71 – Mediana dos BI-máximos de deslocamentos ( <i>esquerda</i> ) e momentos ( <i>direita</i> ) do tabuleiro ....	97
Fig. 4.72 – Mediana dos BI-máximos de corte nos pilares ( <i>esquerda</i> ) e de corte nos encontros ( <i>direita</i> ).....	98
Fig. 4.73 – Mediana dos BI-médios de deslocamentos ( <i>esquerda</i> ) e momentos ( <i>direita</i> ) do tabuleiro 98	
Fig. 4.74 – Mediana dos BI-médios de corte nos pilares ( <i>esquerda</i> ) e de corte nos encontros ( <i>direita</i> )98	
Fig. 4.75 – Evolução do MED BI dos deslocamentos ( <i>esquerda</i> ) e momentos do tabuleiro ( <i>direita</i> ) função do índice de regularidade das pontes curtas.....	99
Fig. 4.76 – Evolução do MED BI do corte nos pilares ( <i>esquerda</i> ) e corte nos encontros ( <i>direita</i> ) função do índice de regularidade das pontes curtas .....	100
Fig. 4.77 – Evolução do MED BI dos deslocamentos ( <i>esquerda</i> ) e momentos do tabuleiro ( <i>direita</i> ) função do índice de regularidade das pontes longas.....	100
Fig. 4.78 – Evolução do MED BI do corte nos pilares ( <i>esquerda</i> ) e corte nos encontros ( <i>direita</i> ) função do índice de regularidade das pontes longas.....	101
Fig. 4.79 – Evolução do MED BI de deslocamentos do tabuleiro em função do índice de regularidade...	101
Fig. 4.80 – Evolução do MED BI de momentos no tabuleiro em função do índice de regularidade...	102
Fig. 4.81 – Evolução do MED BI do corte nos pilares em função do índice de regularidade.....	102
Fig. 4.82 – Evolução do MED BI do corte nos encontros em função do índice de regularidade.....	102

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores máximos do coeficiente de comportamento $q$ .....	16
Quadro 3.1 – Pontos de definição da lei momentos-curvaturas para a rótula flexional .....	40
Quadro 3.2 – Comprimento da rótula plástica que resulta de cada equação.....	40
Quadro 3.3 – Propriedades dos materiais .....	43
Quadro 3.4 – Diferentes situações em análise para cada nível de esforço axial dos respectivos casos apresentados.....	43
Quadro 4.1 – Parâmetros da lei constitutiva do betão de Mander.....	50
Quadro 4.2 – Parâmetros da lei constitutiva do aço de Menegotto-Pinto .....	51
Quadro 4.3 – Propriedades da secção transversal do tabuleiro.....	52
Quadro 4.4 – Características das molas que representam os encontros.....	53
Quadro 4.5 – Resultados da análise modal para a P123 .....	55
Quadro 4.6 – Resultados da análise modal para a P213 .....	55
Quadro 4.7 – Resultados da análise modal para a P222 .....	56
Quadro 4.8 – Resultados da análise modal para a P232 .....	57
Quadro 4.9 – Resultados da análise modal para a P2222222 .....	57
Quadro 4.10 – Resultados da análise modal para a P2331312 .....	58
Quadro 4.11 – Resultados da análise modal para a P3332111 .....	58
Quadro 4.12 – Factores de configuração modal e de regularidade das pontes curtas .....	60
Quadro 4.13 – Factores de configuração modal e de regularidade das pontes longas .....	60
Quadro 4.14 – Esforços axiais considerados para a definição das leis não-lineares das pontes curtas.....	61
Quadro 4.15 – Esforços axiais considerados para a definição das leis não-lineares das pontes longas.....	61
Quadro 4.16 – Definição das leis de comportamento inelástico da P123 .....	62
Quadro 4.17 – Definição das leis de comportamento inelástico da P213 .....	62
Quadro 4.18 – Definição das leis de comportamento inelástico da P222 .....	63
Quadro 4.19 – Definição das leis de comportamento inelástico da P232 .....	64
Quadro 4.20 – Definição das leis de comportamento inelástico da P2222222 .....	64
Quadro 4.21 – Definição das leis de comportamento inelástico da P2331312 .....	65

Quadro 4.22 – Definição das leis de comportamento inelástico da P3332111.....	66
Quadro 4.23 – Comprimentos de rótula plástica utilizados nos modelos .....	66
Quadro 4.24 – Tempo de realização da análise pushover.....	72
Quadro 4.25 – Determinação do factor de transformação .....	74
Quadro 4.26 – Deslocamento do nó de controlo para a acção sísmica definida.....	75

## 1

## INTRODUÇÃO

## 1.1. ENQUADRAMENTO

Desde os inícios da humanidade as pontes assumiram um papel importante no seu desenvolvimento, exercendo um grande fascínio sobre o homem, sejam elas simples estruturas ou moderníssimas pontes da nova era capazes de desafiar a imaginação humana. As funções que elas assumem vão desde mobilidade e comunicação entre povos, até funções estratégicas político-militares e de abastecimento de povoações. Para além destas funções de carácter físico, as pontes representam ainda símbolos de poder, de transição, de mudança, de revivalismo e futurismo, como são os exemplos apresentados na Fig. 1.1.



Fig. 1.1 – A histórica e bela ponte do Rialto em Veneza, Itália (*esquerda*) e a moderna ponte Vasco da Gama em Lisboa, Portugal (*direita*) são exemplos de pontes com todo o simbolismo e importância que estas obras de arte devem apresentar

Os recentes desenvolvimentos a nível mundial relativos ao impacto devastador dos sismos, quer na área social quer na área económica, resultaram numa crescente preocupação no seio das populações, indústria, comércio e governo, quanto ao perigo sísmico e à vulnerabilidade do meio edificado, particularmente das pontes, por tudo o que estas representam, tendo sido dedicados grandes esforços e recursos ao estudo do efeito da acção sísmica em estruturas de edifícios e obras de arte.

Actualmente, entende-se que o conhecimento do comportamento e previsão das exigências de uma estrutura sujeita à acção sísmica devem envolver análises dinâmicas não lineares. Contudo, o uso deste tipo de análises envolve um maior número de dificuldades, sendo frequentemente necessário a utilização de um conjunto de acelerogramas, capazes de representar a sismicidade característica da área geográfica em que se insere a estrutura, a par de ferramentas matemáticas poderosas. Assim, a

procura por uma metodologia de análise estrutural que seja simples, precisa e eficaz em relação às análises elásticas correntes, torna-se fortemente apelativa.

Neste momento, a análise estática não-linear com recurso a curvas *pushover* começa a ser uma ferramenta cada vez mais usada no estudo do comportamento sísmico de novas estruturas ou de estruturas já existentes. Durante a última década tem ganho terreno no seio da comunidade da engenharia estrutural como uma alternativa de análise válida, prática e eficiente. O seu objectivo é avaliar o comportamento estrutural, efectuando uma análise estática não-linear, confrontando-o com a capacidade resistente e de deformação para determinado nível de desempenho da estrutura. A avaliação é feita com base em parâmetros estruturais importantes como o *drift* nos pilares, deformações e esforços nos elementos ou dos níveis de ductilidade da estrutura.

Essencialmente, a análise estática não-linear, análise *pushover*, consiste em “puxar” a estrutura até um deslocamento alvo, utilizando para esse fim, uma carga distribuída uniforme ou proporcional ao seu primeiro modo de vibração, e considerando o comportamento não-linear material dos elementos estruturais. Embora uma análise *pushover* permita obter informação crucial sobre parâmetros de resposta que não podem ser obtidos com as convencionais análises lineares estáticas e lineares dinâmicas, como o nível de ductilidade, deformações plásticas, ponto de performance ou migração de esforços, o método não está isento de algumas limitações como a dificuldade em incluir os efeitos de modos de vibração elevados ou a degradação de rigidez progressiva da estrutura.

## 1.2. OBJECTIVOS

Utilizando a metodologia de análise não-linear estática, análise *pushover*, prevista pelo Eurocódigo 8, é objectivo deste trabalho a análise de um conjunto de pontes, procurando identificar as potencialidades dessa metodologia bem como eventuais limitações. A não linearidade material das pontes será analisada, paralelamente, com modelos de rótula plástica e de fibras. Os resultados das duas variantes serão confrontados com o objectivo de concluir quanto à aplicação preferencial, ou indiferente, por uma delas em análises não-lineares estáticas.

## 1.3. DESCRIÇÃO DA TESE

Esta dissertação é organizada em cinco capítulos, englobando a abordagem a uma vasta gama de assuntos que vão desde a motivação que originou o estudo deste tema, a descrição dos processos da análise *pushover*, o estudo da definição do comportamento inelástico e dos comprimentos da rótula plástica, a macromodelação das rótulas nos modelos, índice de regularidade das pontes, e o estudo das diferenças na análise *pushover* segundo duas metodologias distintas através do procedimento proposto pelo EC8, considerando para este estudo, um conjunto de sete pontes. As análises são realizadas com um modelo em que a não linearidade é concentrada e comparadas com os resultados das análises com idealização de plasticidade distribuída segundo um modelo de fibras. O estudo paramétrico referido permite inferir quanto às vantagens e desvantagens na aplicação do *pushover* segundo cada uma das metodologias.

O Capítulo 1 é dedicado à apresentação do tema em estudo e à identificação dos objectivos e estrutura da tese.

No capítulo 2 procede-se à identificação dos mecanismos associados aos danos decorrentes dos abalos sísmicos em pontes, que sustentam a necessidade da utilização de análises não lineares para o correcto estudo do seu comportamento estrutural. As recentes directivas de dimensionamento sísmico,



nomeadamente as preconizadas no EC8, promovem o estudo do comportamento estrutural em função do deslocamento, ao invés, de basear o dimensionamento em função dos esforços como no passado recente, incentivando desta forma, a consideração do comportamento inelástico nas estruturas a analisar, explorando a sua ductilidade. Deste modo, o método de análise não linear estática, análise *pushover*, enquanto meio de análise sísmica de estruturas, é a base fundamental de trabalho desta tese sendo descrito em detalhe no Capítulo 2. Os processos para a aplicação desta metodologia e respectivas vantagens e limitações são debatidos e alguns dos aspectos relativos à análise *pushover*, como o nó de controlo do deslocamento e o padrão do caso de carga são discutidos.

No Capítulo 3 faz-se referência à definição da não linearidade a considerar – concentrada em rótulas plásticas ou distribuída traduzida adequadamente por intermédio de um modelo de fibras – o que constitui a dualidade do estudo realizado às pontes seleccionadas e o objectivo central da tese. Para o estudo destas duas metodologias de análise não linear de estruturas foi necessário a utilização de diferentes programas de cálculo automático com diferentes particularidades. Deste modo, no Capítulo 3 são apresentados os conceitos base dos três programas utilizados, o SEISMOSTRUCT para análise pelo método de fibras, o SAP2000 para análise por rótula plástica, e o BIAX para análise não linear de secções que permite obter as leis do seu comportamento inelástico para *input* no programa de rótula plástica (SAP2000). São também efectuados estudos de sensibilidade para a definição e modelação das zonas de comportamento inelástico em cada um deles. Estes estudos têm como objectivo identificar a forma mais eficiente de modelação de acordo com cada programa bem como calibrar a materialização do comportamento não linear em cada uma das metodologias (rótulas plásticas ou fibras) por forma a permitir a comparação directa de resultados.

Por fim, apresenta-se no Capítulo 4 o estudo das diversas análises *pushover* aplicadas a sete pontes em betão armado segundo um carregamento modal ou uniforme, utilizando como nó de controlo o nó central ou o de máximo deslocamento modal. O caso de estudo seleccionado tem origem nas pontes estudadas no âmbito do programa de investigação PREC8-*Bridge Research Programme* (Guedes, 1997, Pinto, et al., 1996), que foram sucessivamente reformuladas até resultarem em sete pontes estudadas por Casarotti *et al* (2008) seguindo uma filosofia de dimensionamento sísmico e uma metodologia de análise com modelos de fibras. Estas pontes diferem essencialmente na geometria, nomeadamente no número de vãos e disposição de pilares de diferentes alturas. Deste modo, estão em estudo dois conjuntos globais de pontes: curtas (com quatro vãos) e longas (com oito vãos). Os pilares podem apresentar alturas diferentes, variando entre os 7, 14 e 21 metros, sendo que, ao nível da secção, os três tipos de pilares são semelhantes, apresentando as mesmas dimensões e disposição de armaduras. A acção sísmica é definida a partir de 10 registos de sismos históricos escalados para a probabilidade de 10% de excederem o espectro de Los Angeles em 50 anos (SAC Joint Venture, 1997), o que corresponde à intensidade de 1.0. Foram definidas adicionalmente 5 intensidades linearmente proporcionais à anterior, designadas de intensidades 0.5, 0.75, 1.5, 3.0 e 3.5, permitindo assim, um estudo global da resposta para diferentes níveis de solicitação sísmica segundo o método proposto no EC8. Os esforços inerentes à modelação numérica das pontes, como a definição do comportamento inelásticos dos elementos estruturais, consequente calibração dos diferentes modelos através de análise dinâmica modal, determinação do seu índice de regularidade e a respectiva curva de capacidade obtida da análise são temas abordados no desenvolvimento do capítulo 4. Posteriormente, são analisados vários parâmetros de resposta como deslocamentos e momentos do tabuleiro das pontes e os esforços de corte na base dos pilares e nos encontros. Para obter uma ordem de precisão da análise *pushover* segundo diferentes metodologias, os resultados obtidos são normalizados para os seus valores médios e máximos e apresentados segundo o factor BI (*bridge index*), que representa a razão entre as diferentes análises, dando de imediato uma ideia do grau de aproximação entre as duas metodologias. Adicionalmente aos estudos através de análises *pushover*, são também utilizados os

parâmetros da resposta de cada ponte com análise dinâmica não-linear THA (*time history analysis*), realizados por Pinho *et al* (2007), e processados de forma a serem comparáveis com os obtidos com análise *pushover*. Como conclusão deste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos para a amostra de pontes em análise.

O Capítulo 5 constitui um sumário dos aspectos mais relevantes abarcados pela dissertação e uma apresentação das principais conclusões. São ainda delineadas sugestões para desenvolvimentos futuros decorrentes do trabalho realizado.

# 2

## ANÁLISE SÍSMICA NÃO LINEAR DE PONTES

### 2.1. EFEITO SÍSMICO EM PONTES

#### 2.1.1. INTRODUÇÃO

A acção sísmica é fundamentalmente uma solicitação da estrutura devido ao movimento do solo de fundação, induzindo um agravamento dos esforços já instalados nos seus elementos estruturais.

Pelo carácter accidental e pelos danos que o sismo pode provocar na estrutura, a análise sísmica de pontes requer uma especial dedicação por parte da equipa projectista responsável por realizar o seu dimensionamento.

As dificuldades que advêm do dimensionamento de pontes para este tipo de solicitação prendem-se essencialmente com a impossibilidade de caracterizar com exactidão a acção nos modelos de análise e com a representação do regime não-linear dos materiais. A selecção dos acelerogramas a utilizar é um ponto crítico, visto que os sismos apresentam uma variedade de parâmetros relevantes para essa caracterização, como o tipo (diferentes ondas), intensidade e a distância a que estes ocorrem, além de que os efeitos na estrutura variam também em função do tipo de solo de fundação.

Os aspectos que mais influenciam a vulnerabilidade sísmica de pontes são evidenciados durante a ocorrência destes fenómenos e permitem extrair ilações relativamente aos aspectos do dimensionamento que mais influenciam um bom comportamento sísmico. De facto, foi possível concluir que sob o efeito sísmico, os danos em pontes se concentram principalmente nas extremidades dos pilares e que se manifestam segundo padrões tipificados (formando rótulas plásticas de flexão, criando roturas por corte, etc.).

De acordo com experiência recolhida ao longo dos últimos anos, é unânime no seio da comunidade da engenharia civil as vantagens inerentes à consideração da não linearidade na análise sísmica de estruturas, particularmente de pontes. A análise não linear permite aproximar os modelos numéricos de análise ao acontecimento real e daí extrair mais e melhor informação.

Para identificação dos principais fenómenos que influenciam o comportamento sísmico das estruturas de pontes são apresentados e analisados os principais danos provocados por sismos passados nestas estruturas. Sendo este comportamento normalmente comandado pelo desempenho dos pilares durante a ocorrência dos sismos, é dado especial destaque a estes elementos. São ainda apresentados de uma forma sucinta alguns aspectos relacionados com os conceitos de dimensionamento sísmico de pontes à luz da regulamentação actual.

### 2.1.2. DANOS EM PONTES

Num passado recente, tem-se verificado que as pontes e viadutos têm sido das estruturas mais danificadas durante a ocorrência de sismos. Assim, mesmo em sismos de magnitude moderada, as consequências nestas obras de arte revelaram-se preocupantes, causando muitas vezes a sua ruína parcial condicionando a sua utilização e em algumas situações mesmo o colapso da estrutura. A estes danos estão associados elevados encargos, enquanto que em estruturas correntes os efeitos têm sido comparativamente mais moderados (Delgado, 2000).

Ainda não há muito tempo ocorreram sismos de elevada magnitude em zonas de grande índice de construção e com importantes infra-estruturas de circulação como é o caso dos sismos de Loma Prieta (1989) e Northridge (1994) nos Estados Unidos da América, e o sismo de Kobe (1995) no Japão. Apesar destes sismos terem ocorrido em países económica e tecnologicamente desenvolvidos, e que se encontram na linha da frente no que concerne à Engenharia Sísmica, provocaram ainda assim danos importantes nas construções.

A observação dos danos ocorridos nos sismos mencionados veio reforçar a ideia de que o comportamento global das estruturas de pontes é fortemente influenciado pelo comportamento dos seus pilares. Os pilares quando solicitados por forças elevadas são sujeitos a uma exigência de ductilidade que frequentemente ultrapassa a ductilidade disponível, resultando daqui sérios danos ou mesmo o colapso. A falta de ductilidade disponível foi identificada como uma das principais causas das deficiências de comportamento dos pilares das pontes sobre efeito da acção sísmica (Vila Pouca, 2001). Apresentam-se, seguidamente, exemplos de danos correntes em pontes sob o efeito da acção sísmica, com um especial destaque para os danos em pilares pelos motivos previamente mencionados.

#### 2.1.2.1. Danos por rotura do tabuleiro

Uma consequência directa de um deficiente dimensionamento sísmico é a subestimação dos deslocamentos e a possível queda dos vãos da ponte devido ao movimento excessivo nas zonas de junta e a consequente falha de apoio. Este efeito é particularmente frequente em estruturas delgadas. A Fig. 2.1 apresenta um exemplo de colapso do tabuleiro que ocorreu nos viadutos da I-5 (Golden State) e C-14 (Antelope Valley) no vale de San Fernando na Califórnia e o colapso de vãos interiores de pontes observado nos sismos de 1971 em San Fernando e de 1994 em Northridge. É evidente o facto das juntas definidas no tabuleiro não serem capazes de acomodar os deslocamentos impostos.



Fig. 2.1 – Rotura do tabuleiro nos viadutos do vale Golden State-Antelope durante os sismos de San Fernando em 1971 (*esquerda*) e de Northridge em 1994 (*direita*) (USGS)

O punçoamento dos pilares é outro exemplo típico da resistência insuficiente de tabuleiros de pontes em betão armado face ao acréscimo de corte durante o sismo. Durante o sismo de Loma Prieta em 1989, vários vãos de pontes ruíram devido ao punçoamento dos pilares de suporte, como se apresenta na Fig. 2.2.



Fig. 2.2 – Punçoamento de pilares através do vão de um viaduto da Estrada estatal nº1, na área de Watsonville durante o sismo de Loma Prieta em 1989 (NISEE, 2000)

Durante sismos de grande intensidade, vários danos podem também ocorrer nas zonas de ligações entre vãos adjacentes, assim como nas zonas dos encontros (Fig. 2.3).

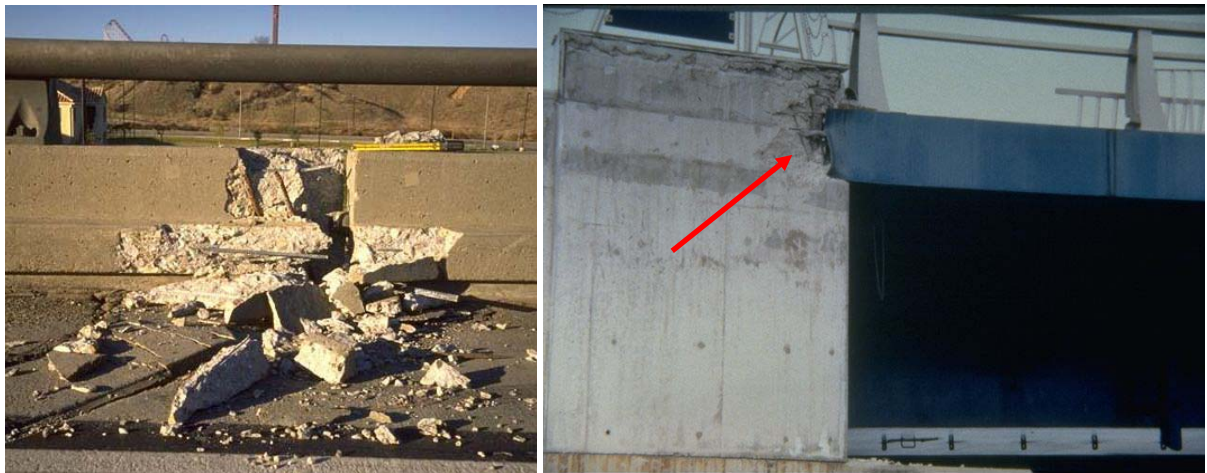


Fig. 2.3 – Danos entre vãos adjacentes na estrada interestadual nº5 em Santa Clara River (Los Angeles) durante o sismo de 1994 em Northridge (*esquerda*) e no encontro da ponte próxima do porto de Nishinomiya no sismo de 1995 em Kobe (NISEE, 2000)



#### 2.1.2.2. Danos por falha dos pilares

A falha de pilares de betão armado durante sismos passados tem sido frequentemente consequência de ter sido adoptado um dimensionamento elástico destes elementos (controlando o comportamento pelo esforço e não pelo deslocamento). Acontece que grande parte das vezes, o sismo exige da estrutura solicitada, maiores deformações do que aquelas que são estimadas para o seu comportamento elástico, levando a estrutura a entrar no seu domínio de comportamento inelástico. Daí que para resistirem ao intenso movimento causado pelo sismo, as estruturas devam exibir uma capacidade dúctil adequada. Os padrões de dano mais comuns em pilares de pontes são demonstrados seguidamente.

**Falha por flexão** – A falta de ductilidade nas falhas por flexão são devidas predominantemente à falta de confinamento na zona de formação da rótula plástica. Se o betão não se encontrar bem confinado por cintas transversais fechadas, a sua resistência à compressão é comprometida e ocorre esmagamento do betão, conduzindo consequentemente à encurvadura da armadura longitudinal associada a uma perda de força (Goltz, 1994). Em condições extremas os pilares tornam-se incapazes de suportar as cargas gravíticas permanentes. Existem vários exemplos de falhas na zona de formação de rótula plástica, assim como a falha de confinamento ilustrada na Fig. 2.4.



Fig. 2.4 – Falha de confinamento no topo do pilar duma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 (NISEE, 2000)

Outra deficiência de projecto comum é devida à descontinuidade da armadura longitudinal que conduz a secções fracas onde a deformação inelástica não prevista é imposta. A deficiência de projecto mencionada acima provocou casos espectaculares de colapsos durante o sismo de Kobe em 1995 como o exemplo da auto-estrada de Hanshin da Fig. 2.5.



Fig. 2.5 – Vista geral (*cima*) e pormenor (*baixo*) da falha flexional acima da base dos pilares da auto-estrada de Hanshin devido à dispensa prematura da armadura longitudinal e deficiente reforço de confinamento no sismo de Kobe em 1995

Este tipo de falha pode também ocorrer sem plastificação da armadura longitudinal, devido ao inadequado comprimento de sobreposição ou falha de ligações soldadas das armaduras.

**Falha por corte** – O mecanismo de rotura por corte não é, usualmente, adequado para uma resposta sísmica dúctil, devido aos níveis de deformação disponíveis associados a este tipo de rotura, sendo os pilares curtos particularmente susceptíveis a estes efeitos. Uma grande percentagem de pontes colapsou durante eventos sísmicos recentes devido a rotura por corte dos seus pilares (Fig. 2.6).



Fig. 2.6 – Rótura por corte dentro (*esquerda*) e fora (*direita*) da zona de rótula plástica na ponte da avenida San Fernando Mission Blvd-Gothic e da auto-estrada I-10 em Venice Blvd, respectivamente, durante o sismo de Northridge em 1994 (NISEE, 2000)

Em pilares com variação nas dimensões da secção transversal ao longo do seu desenvolvimento, a combinação dos esforços de flexão e corte associados a maiores esforços axiais, conduz frequentemente a este tipo de dano logo abaixo da zona mais larga do pilar, como ocorrido na proximidade da base dos pilares de uma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 (Fig. 2.7). Foi também recorrentemente observado a ineficácia do uso de cintas helicoidais, pois durante o sismo, estas desprendem-se deixando de confinar o núcleo de betão (Fig. 2.7).

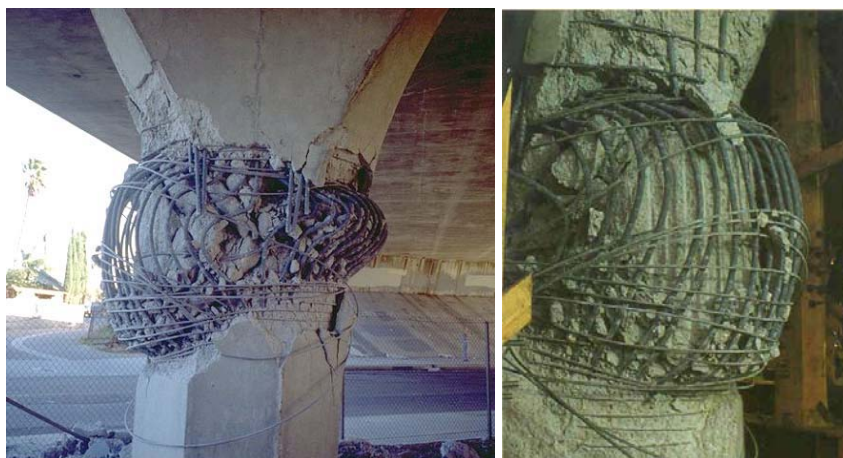


Fig. 2.7 – Falha de corte na zona de variação de secção transversal (*esquerda*) no pilar de uma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 e o pormenor do escorregamento das cintas helicoidais (*direita*) (Oliveira, et al., 1995)

Outro exemplo deste tipo de dano, foi observado em três dos quatro dos pilares de betão armado da ponte da auto-estrada I10 (Santa Monica), que apresentavam danos de intensidade variada por corte devido ao reduzido vão do pilar que resultou da alteração *in-situ* do projecto original (Fig. 2.8).





Fig. 2.8 – Diferentes padrões de dano de corte em pilares de betão armado no troço da interestadual nº 10 de Santa-Monica durante o sismo de Northridge em 1994: pilar sem detalhe de armadura na zona de formação da rótula plástica (*esquerda*), pilar com instabilidade da armadura (*centro*) e pilar com rotura típica de corte (*direita*) (Broderick, et al., 1994)

Vários casos de instabilidade da armadura longitudinal e roturas por compressão de pilares podem, pelo menos em parte, ser atribuídos a forças sísmicas verticais elevadas nos sismos de Kobe e Northridge (Broderick, et al., 1994, Elnashai, et al., 1995).

#### 2.1.2.3. Danos por falha dos nós

Os nós de ligação viga-pilar (ou viga transversal-pilar) são zonas particularmente sensíveis a acções horizontais, uma vez que os esforços nessas zonas tendem a ser superiores aos verificados nos próprios elementos. Esses esforços não são, muitas vezes, quantificados com a devida atenção, o que juntamente com uma falta de pormenorização de armaduras conduz a falhas de comportamento destas zonas. Foram, contudo, os danos severos infligidos em várias pontes em betão armado na área de San Francisco durante o sismo de Loma Prieta que despoletaram a discussão deste problema (Astaneh-Asl, et al., 1989, Elnashai, et al., 1989). A filosofia actual de dimensionamento é a de sobredimensionar os nós de ligação entre elementos resistentes de forma a forçar o comportamento inelástico nas vigas e pilares. Sem a armadura transversal adequada ou sem as correctas disposições construtivas (amarração insuficiente das armaduras nas zonas de dispensa) nestas zonas críticas, formam-se fendas diagonais no betão do nó, onde o esforço de corte produz fendas de tracção excessivas. A rotura por corte nos nós é possivelmente a causa principal do colapso do viaduto Cypress (Fig. 2.9).



Fig. 2.9 – Rotura por corte nos nós dos pilares do viaduto Cypress no sismo de Loma Prieta em 1989 (NISEE, 2000)

Como se pode observar, os danos ocorridos em pontes e viadutos após uma solicitação sísmica concentram-se fundamentalmente na extremidade dos pilares destas estruturas. Como principais factores que originam o deficiente desempenho sísmico dos pilares destas “obras de arte” referem-se:

- **A resistência ao corte insuficiente:** não havendo capacidade resistente ao corte que permita mobilizar o momento flector de cedência na zona de rótula plástica não é possível explorar a ductilidade desta zona, resultando assim um comportamento globalmente frágil da estrutura.
- **O mau confinamento do betão:** reduzindo a capacidade de ductilidade nas zonas de rótula plástica, reduz-se igualmente a ductilidade global da estrutura.
- **A realização de emendas por sobreposição de armaduras na zona da rótula plástica:** o efeito da acção cíclica associado ao destaque da camada de recobrimento prejudica drasticamente a aderência nesta zona crítica, resultando na impossibilidade de mobilização de cedência das armaduras longitudinais.
- **Soluções estruturais sem elementos redundantes:** estruturas usualmente menos hiperestáticas do que estruturas correntes, penalizam de sobremaneira deficiências nos pilares, já que o mau desempenho de um destes pilares pode ser responsável pelo colapso da ponte. A ductilidade da estrutura é fortemente condicionada pelo comportamento de um único elemento (pilar). Este facto, realça a necessidade de uma caracterização precisa e inequívoca do comportamento não linear destes elementos (Vila Pouca, 2001).

## 2.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O efeito devastador dos sismos nas estruturas pode ser prevenido dotando-as de características sismo-resistentes, sendo, para isso, fundamental identificar os principais mecanismos envolvidos na resposta sísmica de estruturas bem como a localização das correspondentes zonas críticas, de modo a que as análises através de modelos numéricos traduzam o comportamento real das estruturas sujeitas aos movimentos sísmicos.

De uma forma simplista, o dimensionamento sísmico pode ser visto por um conjunto de 2 processos relacionados entre si. O primeiro, e usualmente o mais importante, é a concepção do sistema estrutural efectivo que tem de ser concebido de acordo com as exigências sísmicas mais importantes, desde as

condições de serviço à prevenção do risco de perda de vidas e colapso. Em geral, este processo de concepção é baseado no julgamento, experiência e compreensão do comportamento sísmico, ao invés de rigorosas formulações matemáticas. Regras empíricas para esforços e rigidez globais baseadas no conhecimento fundamental do comportamento do terreno e nas características da resposta dinâmica elástica e plástica são suficientes para configurar e afinar um sistema estrutural efectivo. O segundo processo envolve a elaboração de modelos matemáticos/físicos que possibilitam o ajuste dos parâmetros e características (esforços, rigidez, capacidade de deformação, etc.) para ajustar aos critérios de desempenho relevantes.

Através da observação e interpretação do modo como as estruturas se comportam durante a ocorrência de sismos, dos danos resultantes evidenciados durante e após o fenómeno sísmico, assim como através de estudos experimentais e numéricos, foi possível identificar os requisitos que as estruturas devem possuir para exibirem um bom comportamento sísmico, devendo os modelos de análise estrutural ser capazes de os prever adequadamente.

O bom comportamento global das estruturas, principalmente de pontes, está inevitavelmente ligado ao comportamento local, nomeadamente no que se refere à pormenorização dos elementos estruturais. Pretende-se que estes disponham de características que assegurem um comportamento cíclico estável e com adequadas incursões não lineares, resultando então num bom comportamento global sísmico da ponte.

## **Eurocódigo 8: Parte 2 – Análise sísmica de pontes**

O *Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance*, é um regulamento, de um conjunto de eurocódigos relacionados com o dimensionamento de edifícios e obras de engenharia civil, dedicado especificamente aos aspectos da resistência sísmica das estruturas. Este documento foi dividido em 5 partes, tratando cada uma de aspectos particulares. A parte 2: *Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance – Parte 2: Bridges*, trata especificamente os aspectos relacionados com a análise sísmica de pontes.

Do regulamento deve-se destacar alguns princípios gerais:

1. Este código baseia o dimensionamento sísmico de pontes em dois níveis distintos de verificação, designados por ‘estado limite de serviço’ e ‘estado limite último’.
2. As pontes são classificadas em três categorias em termos de importância, reflectindo vários aspectos relacionados com a probabilidade de ser elevado o número de vítimas em caso de colapso, a ponte ser essencial para as comunicações em situação de emergência ou a dimensão da ponte. Em função da importância da ponte são estabelecidos níveis crescentes de intensidade da acção sísmica para o seu dimensionamento.
3. No caso particular das pontes o estado limite de serviço é definido como um estado pós-sísmico no qual a estrutura, embora podendo apresentar alguma cedência de armaduras em zonas localizadas, mantenha a sua total funcionalidade. Os custos de eventuais reparações deverão ser insignificantes.
4. O estado limite último não é entendido como o início do colapso da estrutura mas sim como um estado ainda afastado desta situação, onde são admissíveis danos controlados em zonas bem localizadas de dissipação de energia, cuja reparação seja no entanto económica e tecnicamente viável. A ponte deve manter-se operacional para situações de emergência, ainda que com tráfego limitado. Para cumprir estes requisitos o tabuleiro deve permanecer em regime elástico,

restringindo-se as zonas de dissipação de energia a zonas bem localizadas dos pilares. Os critérios associados a este estado limite reflectem a ideia de que uma ponte que cumpra o estado limite último para um sismo com um período de retorno de pelo menos 500 anos é ainda segura, no sentido em que não atinge o colapso, para a ocorrência de sismos possivelmente mais intensos.

5. No cumprimento do estado limite último o projectista pode optar por explorar ou não a ductilidade dos pilares da ponte, decidindo o tipo de comportamento da estrutura. São definidos dois tipos de comportamento (Fig. 2.10), com ductilidade limitada (essencialmente elástico) e com comportamento dúctil, aos quais estão associados diferentes critérios de verificação da segurança. No entanto, para zonas de média ou elevada sismicidade, ou ainda no caso de pontes mais importantes, as estruturas devem ter um comportamento dúctil.

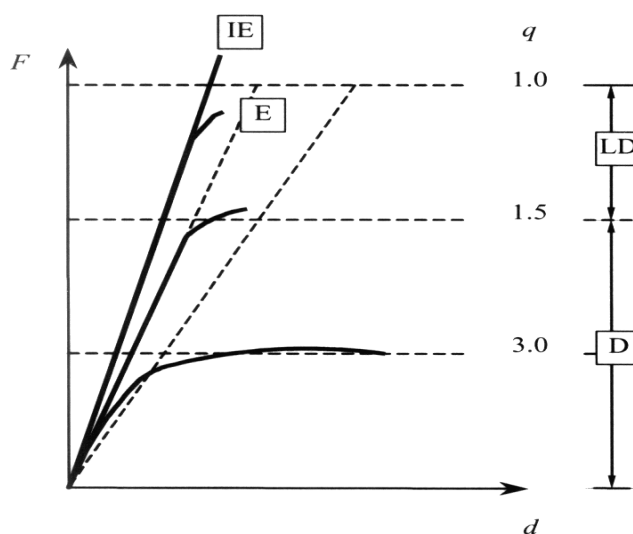


Fig. 2.10 – Comportamento sísmico de estruturas

**Legenda:**

- $q$  – Factor de comportamento
- IE – Ideal elástico
- E – Essencialmente elástico
- LD – Ductilidade limitada
- D – Dúctil

6. É referida a importância de se efectuar o controlo dos deslocamentos em vários elementos estruturais, essencialmente no sentido de se prevenir quer o choque entre elementos estruturais do tabuleiro, quer a falta de apoio destes elementos originada por deslocamentos excessivos. Neste sentido são indicadas expressões que permitem estimar o valor do deslocamento de cálculo devido à acção sísmica a partir do valor obtido através de uma análise elástica da estrutura.

Relativamente à **Acção Sísmica** destaca-se:

1. A acção sísmica é traduzida através de espectros de resposta elásticos. Os espectros são definidos para cada país nos respectivos documentos nacionais de aplicação (DNA).
2. O espectro de resposta de cálculo é obtido a partir do espectro de resposta elástico afectando-o do coeficiente de comportamento  $q$  que é definido em função da tipologia da ponte. A Fig. 2.11 ilustra de uma forma genérica a relação entre estes espectros.

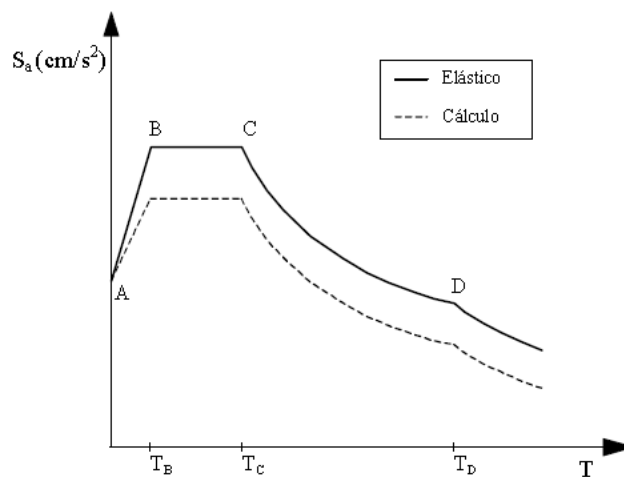


Fig. 2.11 – Espectro de resposta elástico e de cálculo

3. Deve ser considerada a variabilidade espacial do sismos de projecto de:

- Pontes com comprimento superior a 600m
- Pontes fundadas em solos com significativa variação das suas características (acentuando-se os efeitos de amplificação das vibrações).

Os aspectos mais relevantes dos **Modelos de análise** são:

1. Análise linear elástica:

i) *Análise estática*

– Aplicável a pontes com um comportamento dinâmico simples, caracterizado de forma marcante por um único modo de vibração em cada uma das direcções principais da ponte. A resposta sísmica é definida a partir do espectro de resposta de cálculo.

ii) *Análise dinâmica*

– Análise modal associada a espectros de resposta de cálculo.

– Análise no domínio do tempo considerando-se acelerogramas compatíveis com os espectros de resposta de cálculo, que podem ser gerados artificialmente de acordo com regras estabelecidas. Este tipo de análise pode ser utilizado com vantagem em relação à anterior no caso de pontes com um comportamento dinâmico complexo, nas quais a análise modal exige a consideração de um número muito elevado de modos de vibração.

2. Coeficiente de comportamento

São estabelecidos valores máximos do coeficiente de comportamento  $q$ , a utilizar conjuntamente com os modelos de análise linear elástica, em função das características dos elementos responsáveis pelo comportamento dúctil da estrutura. Reproduzem-se no Quadro 2.1 os valores correspondentes à situação da ductilidade estar associada a pilares de betão armado.

Quadro 2.1 – Valores máximos do coeficiente de comportamento  $q$ 

Elementos Dúcteis	Comportamento sísmico	
	Ductilidade limitada	Dúctil
Pilares de betão armado		
Pilares longos ( $\alpha_s \geq 3.5$ )	1.5	3.5
Pilares curtos ( $\alpha_s = 1.0$ )	1.0	1.0

$\alpha_s = H/L$  representa a relação entre a altura da secção e a altura do pilar. Traduz a predominância flexão/corte no comportamento do pilar. Para valores de  $\alpha_s$  compreendidos entre 1.0 e 3.5 os valores do coeficiente  $q$  podem ser obtidos por interpolação linear.

O efeito do nível de esforço axial é considerado no estabelecimento do valor máximo do coeficiente de comportamento. Este valor máximo é reduzido quando o valor do esforço axial normalizado  $\eta_k$  é superior a 0.3.

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c \times f_{ck}) \quad (2.1)$$

$N_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço axial na combinação de base sismo

$A_c$  – Área bruta da secção de betão

$f_{ck}$  – Valor característico da resistência à compressão do betão

O valor máximo  $q = 3.5$ , correspondente à situação de estruturas com elementos dúcteis constituídos por pilares longos cujo comportamento é dominado essencialmente por flexão, parece ser um valor conservativo quando comparado com os valores propostos noutros regulamentos. A adopção deste limite relativamente baixo prende-se essencialmente com dois factores:

i) O estado limite último é estabelecido neste regulamento como um estado ainda suficientemente afastado do colapso da estrutura. O coeficiente de comportamento deve reflectir este aspecto garantindo que nos elementos condicionantes do comportamento da estrutura a ductilidade exigida seja confortavelmente inferior à ductilidade última destes elementos.

ii) Verifica-se que num grande número de pontes as exigências de ductilidade se concentram num número relativamente pequeno de pilares. Sendo difícil estabelecer regras precisas que permitam traduzir claramente esta irregularidade ao nível do dimensionamento, este regulamento opta por restringir mais severamente o limite do coeficiente de comportamento. É de referir ainda que mesmo o valor máximo de 3.5 pode ser um valor elevado em algumas situações particulares. O regulamento refere mesmo que em situações em que alguns pilares são significativamente mais rígidos do que os restantes, concentrando-se aqui uma parte significativa dos efeitos da acção sísmica, a consideração de um valor do coeficiente de comportamento superior a 1.2 deve ser devidamente justificado.

## 2.3. ANÁLISE SÍSMICA COM “PUSHOVER”

### 2.3.1. ANÁLISE NÃO LINEAR

Para se proceder à análise não linear do comportamento sísmico de pontes e viadutos, uma das primordiais necessidades consiste na identificação das zonas críticas sujeitas a dano, devido a aí se mobilizarem os esforços mais elevados e, portanto, onde serão de esperar os principais fenómenos de não linearidade. É nestas zonas que ocorre o comportamento histerético de dissipação de energia, devendo existir, portanto, nessas secções grandes disponibilidades em termos de ductilidade, conferida principalmente pela quantidade e correcta disposição das armaduras. Nas pontes este comportamento não-linear é esperado essencialmente nas extremidades dos pilares (Fig. 2.12), numa ou em ambas dependendo das condições de apoio do elemento em causa.

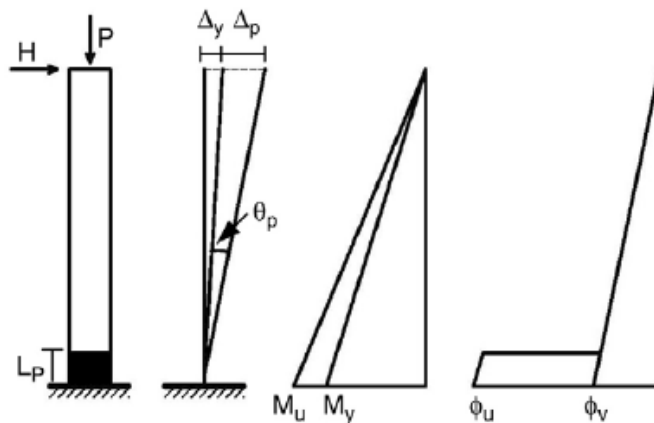


Fig. 2.12 – Zona de comportamento não-linear na extremidade de um pilar encastado

Este comportamento inelástico dos elementos estruturais da ponte, ocorre essencialmente, quando o sismo provoca deformações que forçam os materiais que os constituem a entrar no domínio não-linear do seu comportamento (não-linearidade material). Outro tipo de comportamento inelástico da estrutura deve-se ao aumento dos esforços pela alteração da sua configuração geométrica, chamados efeitos de 2ª ordem (não-linearidade geométrica). No âmbito da tese apresentada é considerada a não-linearidade material para a realização da análise *pushover* de pontes de betão armado.

### 2.3.2. CONCEITO “PUSHOVER”

Actualmente, os códigos de dimensionamento sísmico começam a requerer explicitamente a identificação das origens de plasticidade na resposta estrutural, juntamente com a quantificação da sua capacidade de dissipação de energia. Idealmente, o estudo do desempenho das estruturas sujeitas à acção sísmica deveria ser realizado com uma análise não linear dinâmica. Contudo, a complexidade intrínseca e o esforço computacional adicional requerido por este tipo de análise, torna difícil a sua aplicação em obras de engenharia correntes.

O método de análise estática não linear, análise *pushover*, é um passo intermédio na avaliação sísmica de estruturas que tem vindo a ganhar protagonismo ao longo dos últimos anos como ferramenta de estudo e de verificações de dimensionamento, na medida em que pode fornecer parâmetros do seu desempenho, esforços e ductilidade, que não são possíveis de obter com uma análise elástica corrente, sem contudo exigir o esforço de uma análise dinâmica não-linear.

A análise *pushover* fornece a curva de capacidade da estrutura, a curva que relaciona o corte basal global com o deslocamento de um nó de controlo. Esta curva permite avaliar a exigência de determinado cenário sísmico e concluir sobre o adequado comportamento da estrutura, através de estimativas realistas de esforços e de deformações. Finalmente, este tipo de análise permite também prever a sequência de cedência e/ou rotura de elementos estruturais à medida em que se progride na curva global de capacidade da estrutura.

### 2.3.3. PROCEDIMENTO DA ANÁLISE “PUSHOVER”

O *pushover* convencional consiste na aplicação de um carregamento monotónico crescente de um padrão de carga lateral predefinido, mantido constante ao longo da análise. Como facilmente se compreende, o procedimento convencional do *pushover* apresenta algumas limitações, principalmente relacionadas com a sua incapacidade de contar com a degradação de rigidez e variação das características dinâmicas da estrutura ao longo da análise. Como resultado, os anos recentes testemunharam o surgimento dos métodos *pushover* adaptativos, que ultrapassam as referidas limitações, pelo menos sob o ponto de vista conceptual.

No âmbito desta dissertação, as aplicações da análise *pushover* são executadas seguindo a metodologia proposta pelo EC8 baseada no método N2. O desenvolvimento do método N2 teve início a meio dos anos 80 (Fajfar ; Fischinger, 1988, Fajfar ; Fischinger, 1987), e tem sido progressivamente desenvolvido para uma versão mais evoluída (Fajfar ; Gaspersic, 1996). A aplicabilidade do método foi mais tarde estendida a estruturas de pontes (Fajfar, et al., 1997) e formulado no formato de deslocamentos – aceleração (Fajfar, 1999). Esta última versão do método combina as vantagens da representação visual do espectro de capacidade desenvolvido por Freeman (Freeman, 1998, Freeman, et al., 1975), com as bases físicas do espectro de resposta inelástico. O novo formato do método N2 é de facto uma variante do método dos espectros de capacidade baseado num espectro inelástico, determinado a partir do espectro elástico tipo de projecto através de factores de redução consistentes com este. O carregamento lateral assumido para a aplicação do *pushover* está relacionado com a deformada admitida, conduzindo assim a uma transformação transparente de um sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF) a um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF).

A principal diferença para o procedimento desenvolvido por Reinhorn (1997) é a sua simplicidade. Embora a abordagem de Reinhorn seja muito geral e pouco restritiva, no método N2 foram implementadas várias simplificações que o tornaram de mais fácil aplicação. Embora os desenvolvimentos de programação numérica tenham sido desenvolvidos independentemente, o N2 pode ser entendido como um caso particular do procedimento geral proposto por Reinhorn (1997).

Sendo o **método N2** o método usado no âmbito deste trabalho, apresentam-se, neste ponto, as diversas fases da sua aplicação:

#### 1) Dados – modelação da ponte

As análises das pontes são feitas com um modelo tridimensional MDOF, sendo necessário, para além da modelação habitual para uma análise elástica corrente, introduzir para os elementos estruturais as leis do seu comportamento inelástico devidas a carregamento monotónico, sendo usualmente utilizadas leis momento – curvatura como a exemplificada na Fig. 2.13.



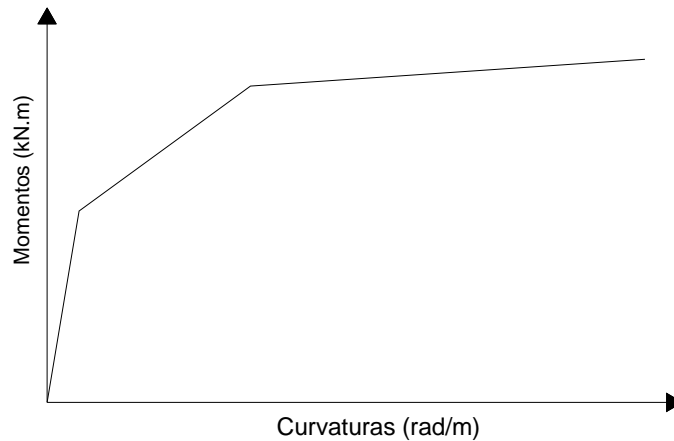


Fig. 2.13 – Lei momento – curvatura que reproduz o comportamento não linear de uma secção genérica

## 2) Definição da acção sísmica – Espectro no formato AD

A acção sísmica é usualmente definida por um espectro de resposta elástico de acelerações  $S_{ae}$ , no domínio aceleração – períodos, no qual as acelerações espectrais são definidas em função do período natural da estrutura  $T$ . Para um sistema elástico de um grau de liberdade a seguinte relação é aplicável

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.2)$$

onde  $S_{ae}$  e  $S_{de}$  são os valores nos espectros elásticos de aceleração e deslocamento, respectivamente, correspondentes a um período  $T$  e a um coeficiente de amortecimento fixo. Na Fig. 2.14 são apresentados os espectros elásticos tipo para 5% de amortecimento, normalizados para uma aceleração de pico igual a 1.0g, no formato tradicional e no domínio AD.

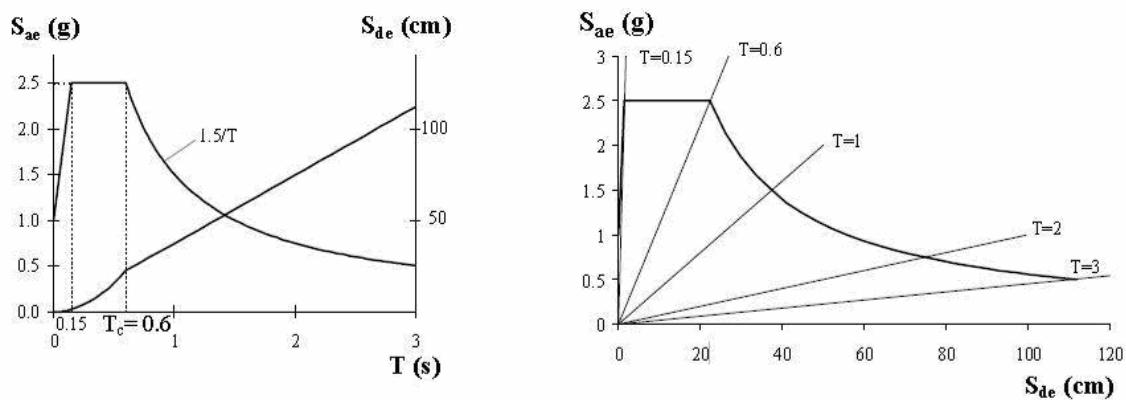


Fig. 2.14 – Espectros elásticos de acelerações ( $S_{ae}$ ) e deslocamentos ( $S_{de}$ ) para um amortecimento de 5% no domínio tradicional (esquerda) e no domínio aceleração – deslocamento, AD (direita)

## 3) Espectro inelástico no formato AD

Para um sistema de um grau de liberdade inelástico SDOF com uma lei bilinear de força – deslocamento, o espectro de acelerações ( $S_a$ ) e o espectro de deslocamento ( $S_d$ ) pode ser determinado a partir das seguintes expressões (Vidic, et al., 1994)

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.3)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.4)$$

onde  $\mu$  é factor de ductilidade definido como a razão entre o deslocamento máximo e o deslocamento de *yielding*, e  $R_\mu$  é o factor de redução devido à dissipação histerética de energia em estruturas dúcteis.

Várias propostas foram feitas para determinação do factor de redução  $R_\mu$ , entre as quais se destaca a proposta de Miranda e Bertero (1994). O método N2 base recorre ao espectro bilinear para calcular o factor  $R_\mu$ .

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C}, \text{ para } T < T_C \quad (2.5)$$

$$R_\mu = \mu, \text{ para } T \geq T_C \quad (2.6)$$

onde  $T_C$  é o período característico do movimento do terreno. Este período é habitualmente definido pelo instante de transição entre a gama de períodos de aceleração constante do espectro de resposta e a gama de períodos de velocidade constante do espectro. As equações 2.5 e 2.6 representam uma versão simplificada das fórmulas apresentadas por (Vidic, et al., 1994), que apresentam algumas limitações. Estas limitações são apresentadas e discutidas no ponto seguinte deste capítulo.

Partindo do espectro elástico em AD da Fig. 2.14 e usando as equações 2.3 a 2.6, pode ser obtido o espectro de resposta inelástico em formato AD (para factores de ductilidade constantes  $\mu$ ), como se observa na Fig. 2.15.

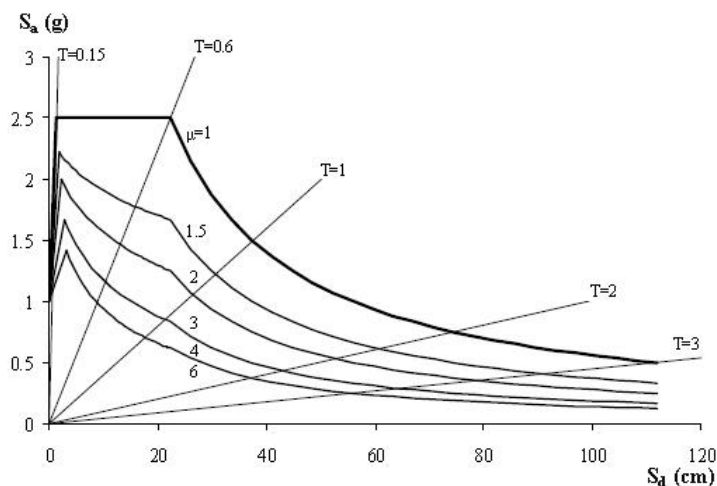


Fig. 2.15 – Espectros de resposta inelásticos para ductilidades constantes em formato AD normalizados para uma aceleração de pico do terreno de 1.0g

Os espectros apresentados na figura Fig. 2.14 e Fig. 2.15 estão intencionalmente limitados a períodos de 3 segundos ( $T = 3$  s), pois para períodos superiores, o espectro de deslocamentos é tipicamente

constante. Em função do sismo e do terreno de fundação, a zona de deslocamento constante do espectro pode mesmo começar para períodos inferiores, perto dos 2 segundos (Tolis ; Faccioli, 1999).

#### 4) *Análise pushover – determinação da curva de capacidade*

A análise *pushover* consiste, como foi referido, em sujeitar a estrutura a um carregamento crescente monotónico de forças laterais, que representam as forças de inércia que solicitariam a estrutura em caso de ocorrência de um abalo sísmico. Sob carregamentos incrementais crescentes, os elementos estruturais entram em regime não-linear sequencialmente, originando consequentemente uma perda de rigidez global da estrutura.

Deste modo, obtém-se uma curva do comportamento não-linear da estrutura (MDOF) segundo uma relação força – deslocamento. Para estruturas de pontes, a lei é expressa, usualmente, em termos de corte basal total  $V_t$  e de deslocamento do nó de controlo da estrutura  $D_c$ , usualmente o nó central do tabuleiro ou o de maior deslocamento modal (Fig. 2.16).

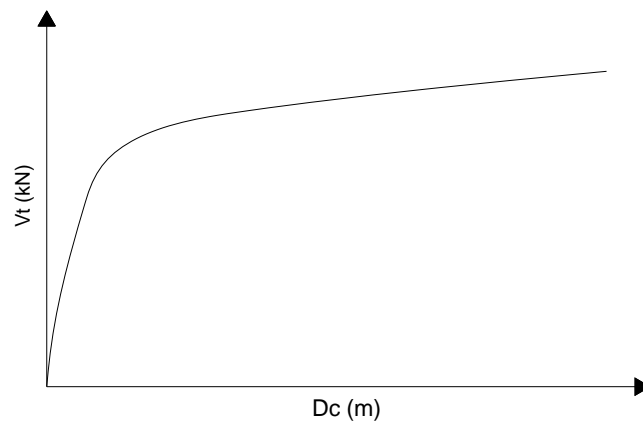


Fig. 2.16 – Exemplo da curva de capacidade de uma estrutura obtido através da análise *pushover*

A selecção de uma distribuição de forças laterais apropriada é um dos pontos importantes para a realização do *pushover* (Fig. 2.17). Não existe uma solução única, mas as hipóteses admissíveis estão dentro de limites apertados e, dentro destes, diferentes hipóteses produzem resultados semelhantes (Fajfar, 2000). Uma possibilidade é utilizar duas configurações de deformada do tabuleiro, correspondendo a dois casos de carga, e desenvolver a partir desses casos a análise, obtendo assim duas curvas de capacidade.



Fig. 2.17 – Distribuição das forças horizontais para realização da análise *pushover*

Segundo o EC8, como é mencionado no anexo H da parte 2 – Pontes, a distribuição das forças nodais para realização da análise *pushover* deve ser função da massa e deslocamento associados aos respectivos nós. Assim, para cada iteração da análise, a força aplicada  $F_i$  no nó  $i$  pode ser obtida segundo a seguinte equação (CEN, 2004b).

$$F_i = f g M_i \zeta_i \quad (2.7)$$

sendo  $f$  o factor que controla a magnitude do carregamento lateral (função do número de iterações da análise),  $g$  a aceleração da gravidade,  $M_i$  a massa associada ao nó e  $\zeta_i$  o factor de forma que define a distribuição da carga ao longo da estrutura. Deve ser realizada a análise com dois tipos carga relativos a duas configurações de deformada:

- constante ao longo do tabuleiro – deformada uniforme ( $\zeta_i = 1$ )
- proporcional ao 1º modo de vibração horizontal ( $\zeta_i$  reflecte a proporção do deslocamento horizontal em relação ao máximo deslocamento modal do tabuleiro)

Ao usar uma distribuição de forças proporcional à massa e ao deslocamento afecto ao nó, a transformação de MDOF para um equivalente SDOF segue um processo matemático simplificado, não envolvendo mais aproximações como sucedia nos regulamentos FEMA 273 e ATC 40 (Fajfar, 2000).

#### 5) Modelo SDOF equivalente e curva de capacidade ajustada

No método N2 a exigência sísmica é determinada através de espectros de resposta que incluem explicitamente o efeito inelástico, devendo a estrutura, em princípio, ser modelada como um oscilador de um grau de liberdade (SDOF), Fig. 2.18.

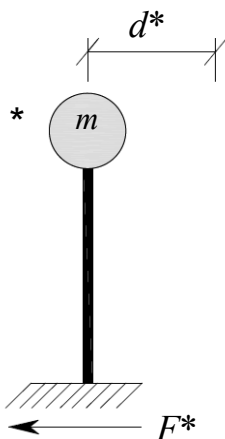


Fig. 2.18 – Sistema de um grau de liberdade equivalente (SDOF) para o modelo (MDOF) da ponte a ser analisada por *pushover*

Considerando a equação de movimento de um sistema MDOF que inclui explicitamente apenas graus de liberdade horizontais

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{R} = \mathbf{M}\mathbf{1} a \quad (2.8)$$

$\mathbf{U}$  e  $\mathbf{R}$  são os vectores de deslocamentos e de forças nodais de restituição respectivamente,  $\mathbf{1}$  é o vector unitário, e  $a$  é a aceleração do terreno de fundação em função do tempo. Por simplicidade, não se tem em conta o amortecimento na equação, mas a sua influência é incluída no espectro de resposta.

Assumindo uma configuração da deformada  $\Phi$  que não se altera durante a resposta ao evento sísmico, o vector deslocamento  $\mathbf{U}$  pode ser definido como

$$\mathbf{U} = \Phi d_t \quad (2.9)$$

onde  $d_t$  é o deslocamento do nó de controlo em função do tempo. O vector  $\Phi$  é, por conveniência, normalizado para que o deslocamento máximo (nó de controlo) seja igual a 1. Esta é a consideração base e a mais crítica de todo o procedimento, pois devido às alterações das características dinâmicas, a resposta da estrutura apresenta configurações de deformada que variam ao longo do tempo (Fajfar, 2000).

Considerando o vector  $\mathbf{F}$  de carregamento lateral do pushover constituído pelas forças  $F_i$ , de acordo com a equação 2.7, aplicadas de forma estática obtém-se

$$\mathbf{F} = f g \mathbf{M} \Phi = \mathbf{R} \quad (2.10)$$

isto é, considera-se que as forças de restituição  $\mathbf{R}$  equilibram as forças externas aplicadas estaticamente  $\mathbf{F}$ . Introduzindo as equações 2.9 e 2.10 na equação 2.8, e multiplicando por  $\Phi^T$ , obtém-se

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \ddot{d}_t + \Phi^T \mathbf{M} \Phi f g = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1} a \quad (2.11)$$

depois de multiplicar e dividir à esquerda os termos da expressão 2.11 por  $\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}$ , a equação de movimento do sistema SDOF equivalente pode ser escrita da seguinte forma

$$m^* \ddot{d}_t^* + F^* = m^* a \quad (2.12)$$

onde  $m^*$  é a massa equivalente do sistema SDOF

$$m^* = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \sum M_i \Phi_i \quad (2.13)$$

e  $d_t^*$  e  $F^*$  são o deslocamento e a força equivalente do sistema SDOF

$$d_t^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (2.14)$$

$$F^* = \frac{V_t}{\Gamma} \quad (2.15)$$

$V_t$  é o corte basal total do sistema MDOF

$$V_t = \sum F_i = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1} f g = f g \sum M_i \Phi_i = f g m^* \quad (2.16)$$

O factor de transformação  $\Gamma$ , também conhecido por factor de participação modal, é a constante que permite a transformação do sistema MDOF em SDOF e é definida como

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{\sum M_i \Phi_i}{\sum M_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum M_i \Phi_i^2} \quad (2.17)$$

$\Gamma$  é equivalente (mas, geralmente, não igual) ao  $PF_I$  do método do espectro resposta, e ao  $C_0$  do método do coeficiente de deslocamento (ATC 40 e FEMA 273).

Para determinar a curva de capacidade ajustada (lei bilinear correspondente a comportamento elasto-plástico perfeito) estabelece-se a força de plastificação  $F_y^*$ , que é também a força máxima do sistema idealizado, igual ao corte basal na formação do mecanismo plástico. A rigidez inicial da lei bilinear é determinada de forma que as áreas sob a curva de capacidade original e da curva ajustada sejam iguais (Fig. 2.19).

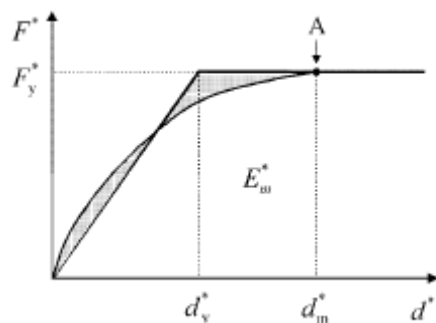


Fig. 2.19 – Curva de capacidade ajustada  $F^* - d^*$ , para a curva original do SDOF

O ponto A representa o deslocamento para qual o sistema se torna um mecanismo plástico. Baseado na assumpção da igualdade de áreas, o deslocamento de plastificação do SDOF equivalente  $d_y^*$  é dado por

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.18)$$

onde  $E_m^*$  é a energia total de deformação antes do momento de formação do mecanismo plástico.

O período elástico do sistema bilinear idealizado  $T^*$  pode ser determinado segundo

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.19)$$

Finalmente, a lei de capacidade no sistema AD é obtida dividindo as forças do diagrama força – deslocamento ( $F^* - d^*$ ) pela massa equivalente  $m^*$

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.20)$$

#### 6) Determinação do deslocamento alvo para o SDOF equivalente

O deslocamento alvo do modelo SDOF  $d_{et}^*$  com comportamento elástico e período  $T^*$  é determinado pela expressão

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.21)$$

onde  $S_e(T^*)$  é a aceleração do espectro de resposta correspondente ao período  $T^*$ .

Para a determinação do deslocamento alvo  $d_t^*$  das estruturas devem usar-se diferentes expressões conforme o período é curto ou médio e longo, sendo  $T_c$  o período crítico que separa o patamar de aceleração constante com o de velocidade constante, considerando que separa o domínio de períodos curtos e os períodos médios e longos.

a) Quando  $T^* < T_c$  – SDOF de período curto (Fig. 2.20)

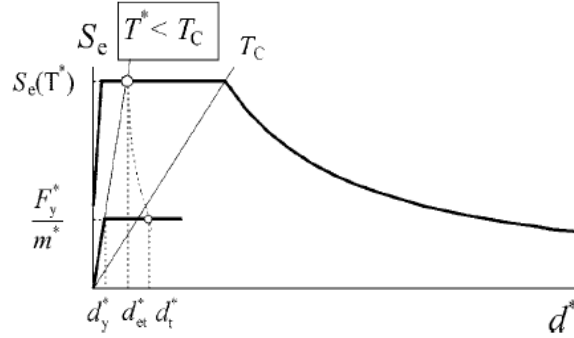


Fig. 2.20 – Determinação do deslocamento do SDOF equivalente para períodos curtos

Se  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , a resposta é elástica e então

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.22)$$

Se  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , a resposta é não-linear e

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (2.23)$$

onde  $q_u$  é o rácio entre a aceleração da estrutura SDOF infinitamente elástica  $S_e(T^*)$  e a da estrutura com força limitada  $F_y^*/m^*$ .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.24)$$

b) Quando  $T^* \geq T_c$  – SDOF de período médio ou longo

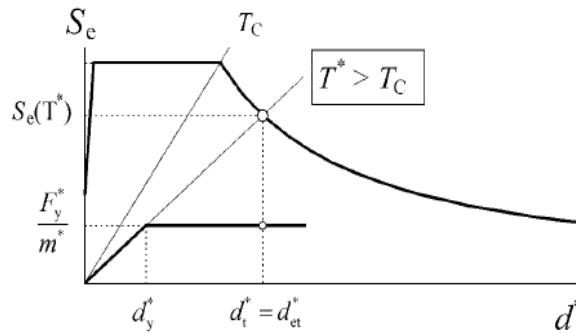


Fig. 2.21 – Determinação do deslocamento do SDOF equivalente para períodos médios e longos

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.25)$$

Em que o deslocamento  $d_t^*$  não pode exceder  $3 d_{et}^*$ .

Opcionalmente, pode ainda ser usado um processo iterativo no caso do deslocamento alvo  $d_t^*$  determinado no passo 6 ser muito diferente do deslocamento  $d_m^*$  (Fig. 2.19) usado na definição da lei bilinear do passo 5. Este processo consiste em repetir os passos 5 e 6 usando no 1º o deslocamento  $d_t^*$  (e a correspondente  $F_y^*$ ) ao invés do  $d_m^*$ .

#### 7) Determinação do deslocamento alvo para o sistema MDOF

O deslocamento alvo do sistema MDOF, correspondente ao deslocamento do nó de controlo, é dado por

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.26)$$

A exigência sísmica local (*drifts*, rotações nos nós) pode então ser calculada com a análise *pushover*. É assumido que a configuração da deformada da estrutura ao longo da análise estática não linear, análise *pushover*, corresponde aproximadamente aquela que seria obtida através de uma análise dinâmica.

#### 2.3.4. VANTAGENS E LIMITAÇÕES DO “PUSHOVER”

A análise não-linear *pushover* pode ser interpretada como um procedimento para prever as forças sísmicas e exigências de deformação que ocorrem nas estruturas quando sujeitas aos abalos sísmicos e em que se ultrapassa o regime linear.

A análise *pushover* exhibe, como qualquer outro método de análise, vantagens e desvantagens que reduzem o campo de aplicações e introduzem limitações quanto à sua capacidade de estimar com precisão os requisitos estruturais de resposta sísmica.

O *pushover* deve fornecer informação sobre vários parâmetros de resposta da estrutura que não seriam obtidos através de uma análise elástica estática ou dinâmica, como por exemplo (Krawinkler ; Seneviratna, 1998):

- A exigência realista dos esforços predominantes em elementos potencialmente frágeis, como a exigência de esforço axial em pilares, momento flector em nós de ligações viga-pilar, etc.
- Estimativa da exigência de deformação não-linear dos elementos onde é esperado que ocorra grande parte da dissipação de energia imposta à estrutura pelo movimento do terreno.
- Consequência da perda de força de elementos estruturais no comportamento global da estrutura.
- Identificação das zonas críticas onde a exigência de capacidade de deformação é superior, e que devem tornar-se alvo de análise detalhada.
- Identificação das descontinuidades de esforços em planta e altura que conduzem a alterações das características dinâmicas no domínio não-linear da resposta.
- Estimativa dos *drifts* entre pisos que concorrem para descontinuidades de esforços ou de rigidez e que podem ser usados para controlar dano e para estudar efeitos de 2ª ordem.



- Verificar a integridade do caminho de forças, considerando todos os elementos do sistema estrutural, todas as ligações, elementos não estruturais rígidos de esforços significantes e sistema de fundações.

Estes benefícios advêm obviamente de um esforço adicional na análise, associada à implementação no modelo de todos os elementos importantes da modelação do seu comportamento não-linear (leis força - deformação) e da execução da análise não-linear incremental, preferencialmente usando modelos numéricos tridimensionais.

Apesar de todas as suas vantagens como ferramenta de análise sísmica, deve ser realçado que esta análise é aproximada e baseada num carregamento estático, e como tal, não pode caracterizar o fenómeno dinâmico em toda a sua complexidade. A resposta não-linear dinâmica pode diferir significativamente das previsões com base num *pushover* de carregamento invariável ou adaptativo, particularmente se os efeitos dos modos elevados de vibração se tornam importantes.

As expressões 2.5 e 2.6 representam uma versão simplificada do espectro bilinear proposto por Vidic e tal. (1994). Nas fórmulas originais, que derivaram de um estudo estatístico, o período de transição do espectro (limite entre o segmento linear e o constante) depende da ductilidade. No seu trabalho original os autores demonstram que as fórmulas resultam num espectro de deslocamento com razoável precisão. Ao assumir que o período de transição do espectro  $R_{\mu}$  é igual ao período de transição do espectro elástico de aceleração  $T_C$ , são obtidos resultados conservadores (isto é, maior exigência sísmica) para estruturas de períodos curtos e de pouca exigência de ductilidade ( $\mu < 4$ ), e ao invés, os resultados são ligeiramente não conservativos para exigências de grande ductilidade. De qualquer forma, esta consideração elimina processos iterativos no domínio dos períodos curtos, e assim simplifica a metodologia de análise (Fajfar, 2000).

Devido à dificuldade em modelar os efeitos de modos elevados, o *pushover* é mais adequado a estruturas baixas e com frequências de vibração elevadas, onde o modo fundamental de vibração é dominante na resposta da estrutura.

Por exemplo, as previsões de deformação podem ser deturpadas se os modos elevados são relevantes ou se a estrutura é levada a níveis de deformação muito além do ponto de plastificação. Esta última referência é caracterizada por degradação gradual e amaciamento do sistema estrutural durante a análise, o que conduz a um aumento significativo dos períodos e a variação das configurações modais, como resultado da tendência para as deformações se concentrarem nos locais que suportam mais dano (Antoniou ; Pinho, 2004).

Ao assumir que a configuração de deformação não varia ao longo do tempo, a escolha do carregamento é logo à partida limitativa. Qualquer tipo de carregamento escolhido para aplicação do *pushover* irá promover uma configuração de deformações que é activada pelo carregamento e falhar outras que são iniciadas e activadas pelo movimento do terreno e pelas características da resposta não-linear da estrutura (Krawinkler ; Seneviratna, 1998).

Sendo um método de análise estático, a análise *pushover* reproduz apenas comportamento não-linear material e não-linear geométrico da estrutura, não considerando outras fontes de dissipação de energia que estão associadas à resposta dinâmica, tais como energia cinética e amortecimento viscoso, assim como efeitos de longa duração. Finalmente, efeitos tridimensionais e torsionais são difíceis de incorporar, e a consideração dos efeitos histeréticos como degradação progressiva da rigidez, o fenómeno de *pinching* e a perda de resistência na resposta cíclica não podem ser modelados. Em resumo, a análise *pushover* não considera parâmetros importantes da análise dinâmica não linear e

portanto não pode substituir inequivocamente a última no papel de ferramenta mais precisa na análise e avaliação estrutural.

## 3

## METODOLOGIAS DE ANÁLISE E ESTUDOS COMPARATIVOS

### 3.1. INTRODUÇÃO

Após uma apresentação genérica do efeito sísmico em obras de arte, referindo as características gerais do seu comportamento estrutural, e dos princípios base da análise sísmica não-linear de pontes com especial destaque para aplicação da metodologia *pushover*, segue-se neste capítulo a caracterização das duas metodologias que são utilizadas para o *pushover* de pontes em betão armado.

Existem duas filosofias na modelação analítica do comportamento inelástico de estruturas sujeitas a acção sísmica: a idealização da plasticidade concentrada e a consideração da plasticidade distribuída. Com vista à implementação do estudo paramétrico a realizar, é feita uma descrição dos conceitos e princípios gerais, respectivos a cada metodologia.

Para a realização do estudo comparativo houve necessidade de usar diferentes programas, diferindo, naturalmente, na forma de modelar, representar, caracterizar e extrapolar a não linearidade para os sistemas estruturais a analisar. Assim, as características relevantes, as potencialidades e aplicabilidades dos programas utilizados são também expostas neste capítulo.

Por fim, são apresentados os estudos comparativos necessários para a implementação do estudo paramétrico, realizados para compatibilização de resultados entre os diferentes programas. Estes estudos, que antecedem a aplicação da análise *pushover* a um conjunto de pontes em betão armado, visam essencialmente a percepção da correcta simulação das zonas críticas de comportamento inelástico sob a forma de rótulas plásticas. Os parâmetros em estudo são o comprimento da rótula plástica, o posicionamento da rótula no elemento e as curvas de comportamento não-linear inerentes à formação da respectiva rótula.

### 3.2. ANÁLISE COM RÓTULA PLÁSTICA

#### 3.2.1. CONCEITO

Como o comportamento não-linear é requerido na maioria das estruturas sujeitas à acção sísmica, o uso de análises não-lineares é essencial para caracterizar correctamente o seu comportamento devido ao movimento do solo.

Para a implementação da análise estática não-linear *pushover*, a modelação é um dos passos mais importantes. O modelo deve considerar a não linearidade material dos elementos que formam a estrutura, que no caso em estudo é a do material composto – betão armado. Tal modelação requer a

determinação das propriedades não lineares de cada componente da estrutura quantificadas segundo leis de comportamento inelástico no formato força – deformação, sendo, no âmbito desta dissertação, utilizadas leis momento – curvatura para a definição de rótula por flexão.

A discretização de elementos barra em elementos finitos de comportamento não-linear pode ser efectuada de duas formas: como uma plasticidade concentrada ou como uma plasticidade distribuída. No modelo de plasticidade concentrada, o comportamento não-linear do elemento barra é concentrado numa mola rotacional nas extremidades do elemento de comportamento elástico. De facto, a informação recolhida ao longo dos últimos anos sobre o comportamento sísmico de pontes, permite concluir que os pilares de pontes sobre o efeito sísmico, apresentam uma clara tendência para concentrar o seu comportamento não-linear em zonas bem delimitadas do seu desenvolvimento, assumindo desta forma, um comportamento de plasticidade concentrada.

Contudo, a idealização da plasticidade concentrada deve ser usada com especial atenção, visto que a precisão dos resultados da análise pode ser comprometida quando o utilizador não possui experiência na calibração das curvas de resposta necessárias para caracterizar os elementos de comportamento inelástico. As limitações da filosofia de modelação do comportamento não-linear concentrado são abordadas em diversos estudos como os de Charney e Bertero (1982) e Bertero *et al* (1984), entre outros.

A idealização de concentração de plasticidade em zonas bem delimitadas de elementos estruturais, isto é, formação de rótulas plásticas em posições específicas do elemento, é correntemente usada para estimar a sua real capacidade de deformação, permitindo considerar as contribuições do comportamento não-linear material (Fig. 3.1). Esta metodologia tem como grande vantagem a simplificação na implementação da análise não-linear, pois aligeira de sobremaneira os processos numéricos de resolução do problema.

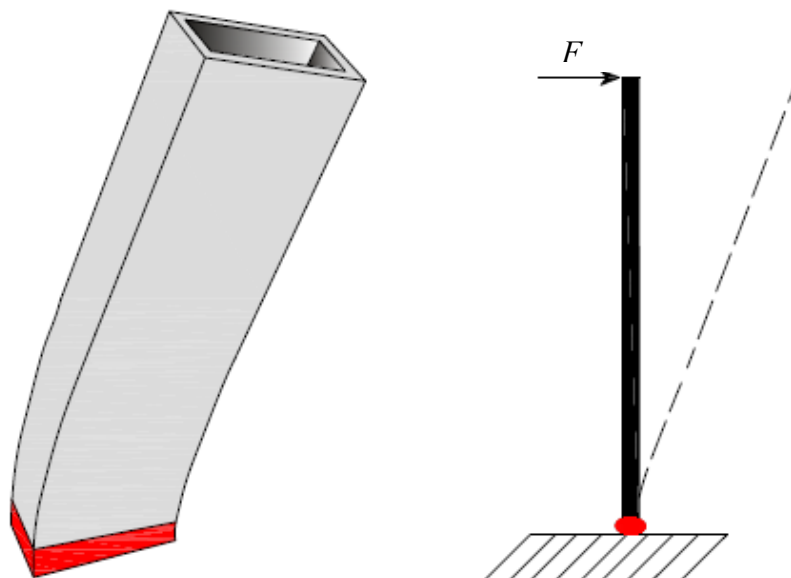


Fig. 3.1 – Idealização da formação de rótula plástica na zona próxima da base de um pilar em consola sujeito a esforços horizontais

A capacidade última de deformação do elemento depende da curvatura última e do comprimento da rótula plástica, logo, diferentes critérios na definição destas variantes podem implicar um nível de deformação diferente. No caso dos pilares das pontes estudadas, são abordadas diferentes formulações

para obtenção do comprimento das rótulas plásticas, sendo as devidas conclusões apresentadas no subcapítulo 3.4 Estudos Comparativos.

De referir que os diagramas momentos – curvaturas obtidos para as secções de betão armado são representativos de uma secção sob carregamento monotónico. Estes tipo de diagrama é suficiente pois as leis sob carregamento monotónico fornecem toda a informação necessária à realização do *pushover*, não considerando portanto, os efeitos de carregamentos cíclicos como a dissipação histerética de energia envolvendo a degradação de rigidez e resistência e o efeito de *pinching*.

Para a aplicação da análise *pushover* segundo a metodologia de rótula plástica é necessário a utilização de um *software* de elementos finitos de barra para o modelo global da estrutura a analisar, e um segundo programa para obter as leis momentos – curvaturas que servem de base para a análise estática não-linear, utilizando-se no âmbito da dissertação, os programas SAP2000 e o BIAX apresentados sucintamente de seguida.

### 3.2.2. BIAX

O BIAX é o programa desenvolvido por C. Trancoso Vaz (1992) baseado no modelo de fibras, que discretiza a secção em filamentos com comportamento uniaxial ao longo do seu eixo longitudinal e analisa para o caso de flexão biaxial, desprezando os efeitos do esforço transversal, como ilustra a Fig. 3.2. É admitida a hipótese das secções planas, o que permite obter facilmente as extensões para cada filamento e, conseqüentemente, as respectivas tensões segundo as relações tensões-extensões dos modelos do comportamento material utilizadas pelo programa.

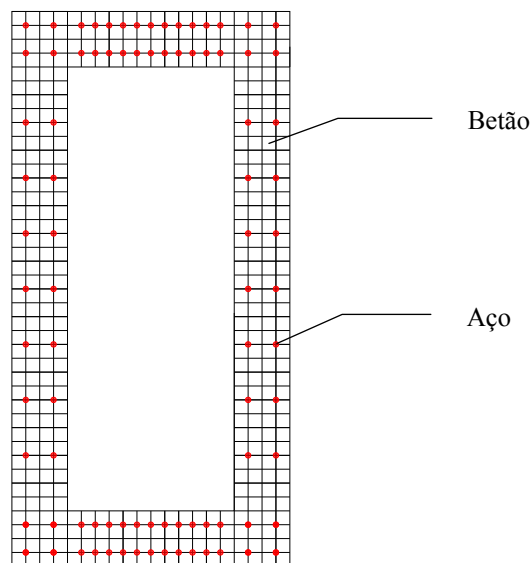


Fig. 3.2 – Exemplo da discretização da secção transversal de um pilar das pontes estudadas

O programa estava inicialmente preparado para a análise de secções rectangulares correntes, tendo sido posteriormente implementado um algoritmo no desenvolvimento da tese de Pedro Delgado (2000), que permite a sua utilização para quaisquer secção, nomeadamente ocas ou em T, secções frequentemente utilizadas para os pilares de pontes. Esse algoritmo efectua uma ponderação dos filamentos de toda a secção, eliminando os que pertencem ao interior oco.

Como facilmente se compreende, as curvas de comportamento inelástico da secção obtidas, são condicionadas essencialmente pelos modelos do comportamento material utilizados pelo programa, pelo que esses modelos são também aqui referidos.

### Modelo material do Betão – *Kent-Park modificado*

O modelo proposto por Park et al. (1982), consiste essencialmente na modificação do proposto anteriormente por Kent e Park (1971). Este modelo proposto em 1971 considera o efeito do confinamento conferido pelas armaduras transversais mas não considera o aumento de resistência devido à cintagem do betão.

O modelo modificado apresenta a envolvente da relação tensões – extensões sob carregamento monotónico ilustrada na Fig. 3.3.

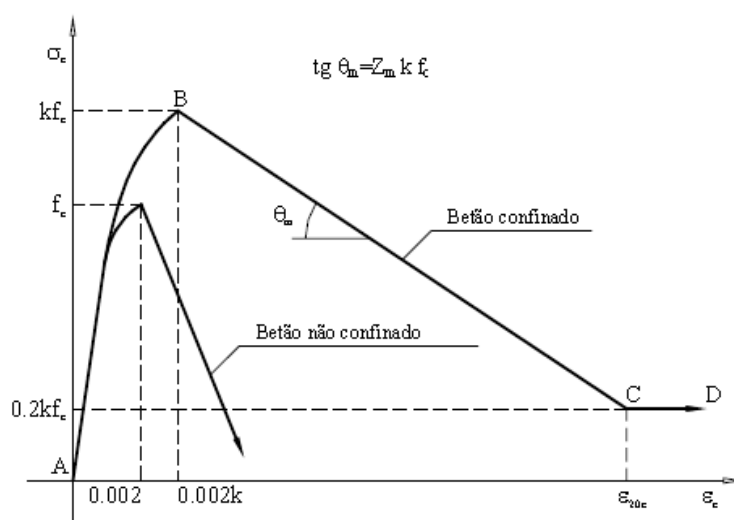


Fig. 3.3 – Envolvente do comportamento do betão segundo o modelo Kent-Park modificado

Da envolvente apresentada é possível identificar 3 zonas descritas pelas expressões:

- Zona A-B ( $\epsilon_c < 0,002K$ )

$$\sigma_c = K f_c \left( \frac{2\epsilon_c}{0,002K} - \left( \frac{\epsilon_c}{0,002K} \right)^2 \right) \quad (3.1)$$

- Zona B-C ( $0,002K \leq \epsilon_c < \epsilon_{20c}$ )

$$\sigma_c = K f_c (1 - Z_m (\epsilon_c - 0,002K)) \quad (3.2)$$

- Zona C-D ( $\epsilon_c > \epsilon_{20c}$ )

$$\sigma_c = 0,2 K f_c \quad (3.3)$$

sendo  $K = 1 + \frac{\rho_v f_{syf}}{f_c}$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29 f_c}{145 f_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{h}{s}} - 0,002 K}$$

$\epsilon_c$  – extensão longitudinal do betão;

$\sigma_c$  – tensão normal no betão confinado (MPa);

$f_c$  – resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

$\epsilon_{20c}$  – extensão correspondente a 20% da tensão máxima na zona BC;

$f_{syt}$  – tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

$\rho_v$  – razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado, calculado em relação à face exterior das cintas;

$h$  – largura do núcleo cintado, também medida à face exterior das cintas;

$s$  – espaçamento da armadura transversal.

A modificação realizada consistiu na introdução do factor de confinamento  $K$ , de forma a considerar o aumento da resistência à compressão do betão cintado (e também da extensão a que essa resistência é atingida) e diminuir a inclinação do ramo descendente (com o qual o factor  $Z_m$  está directamente relacionado), tendo assim em consideração a melhoria das características de ductilidade do betão confinado (Vaz, 1992).

#### Modelo material do Aço – *Giuffr e-Pinto*

No modelo de Giuffr e-Pinto (1970) a curva que representa as relações tensões – extensões apresenta uma história de percursos idênticos aos ilustrados na Fig. 3.4.

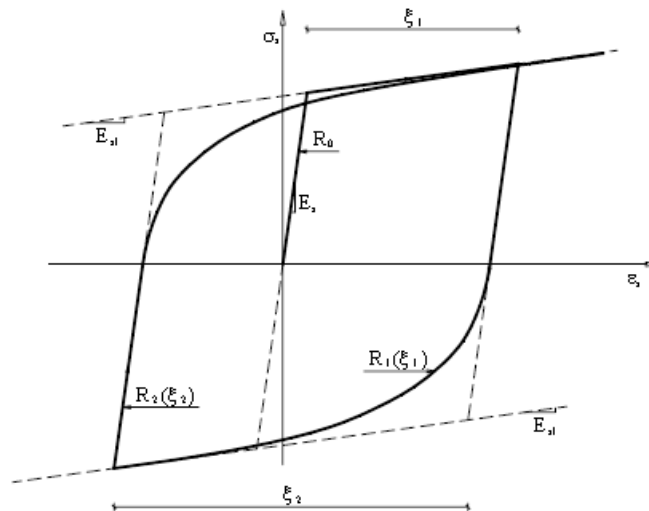


Fig. 3.4 – Modelo do comportamento do aço de Giuffr e-Pinto

Essas relações tensões – extensões são descritas pela expressão:

$$\sigma^* = (1 - b) \frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}} + b\varepsilon^* \quad (3.4)$$

sendo  $\sigma^* = \sigma / \sigma_y$  e  $\varepsilon^* = \varepsilon / \varepsilon_y$  antes da primeira inversão;

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_i}{2\sigma_y} \text{ e } \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_y} \text{ após a primeira inversão;}$$

$\sigma_y, \varepsilon_y$  – tensão e extensão de cedência;

$\sigma_i, \varepsilon_i$  – tensão e extensão na última inversão;

A equação 3.4 possui duas assíntotas com inclinação  $b$  que idealizam o endurecimento (Fig. 3.4). O expoente  $R$  é função da componente inelástica da deformação  $\xi$  em cada meio ciclo, variando após cada inversão de carga e representa o efeito de *Bauschinger* na curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento. O seu valor é dado por uma expressão do tipo

$$R(\xi) = R_0 - \frac{A_1 \cdot \xi}{A_2 + \xi} \quad (3.5)$$

em que os valores de  $R_0$ ,  $A_1$  e  $A_2$  são obtidos a partir de ensaios cíclicos realizados sobre varões de aço. O valor inicial de  $R$  deverá ser suficientemente elevado ( $R_0 = 20$ ) para permitir reproduzir o andamento sobre a curva monotónica antes da primeira inversão (Giuffr e ; Pinto, 1970).

### 3.2.3. SAP2000

O SAP2000   um programa comercial de análise estrutural (CSI, 2007). Este *software*   uma ferramenta sofisticada, intuitiva e versátil para a análise e dimensionamento estrutural, Fig. 3.5. No contexto desta dissertação, o programa foi utilizado para a análise não linear estática de modelos tridimensionais de pontes segundo uma modelação de rótula concentrada em elementos de barra.

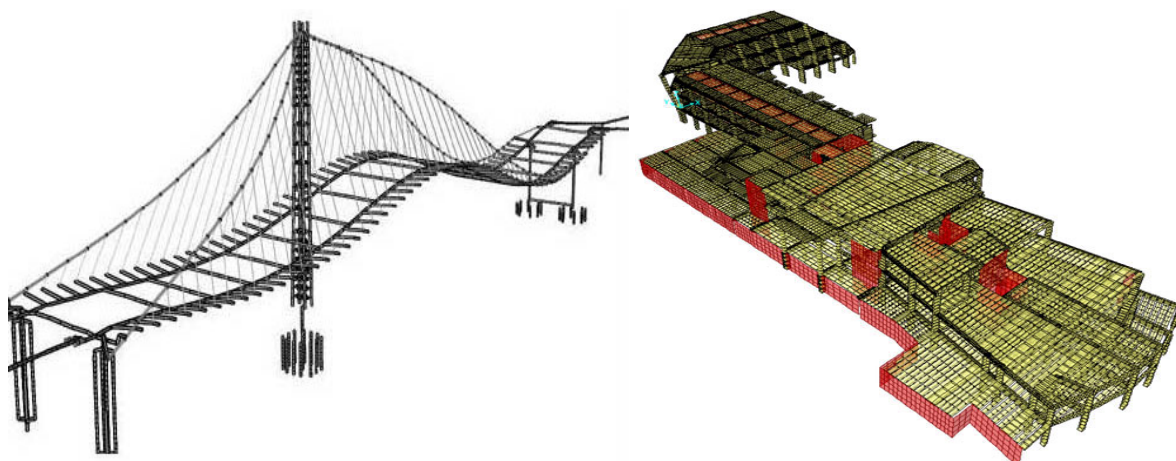


Fig. 3.5 – Imagens de modelos numéricos 3D para análise e dimensionamento estrutural realizados com SAP2000



A análise *pushover* considerando a não linearidade material é realizada modelando as rótulas plásticas nas zonas onde se espera que ocorra o comportamento inelástico da estrutura, no caso das pontes, nas extremidades dos pilares. Para a realização da análise não linear é imperativo fornecer ao programa a lei do comportamento não-linear da rótula como se ilustra no exemplo da Fig. 3.6. As leis a utilizar nas análises *pushover* são obtidas pelo programa BIAx como previamente exposto.

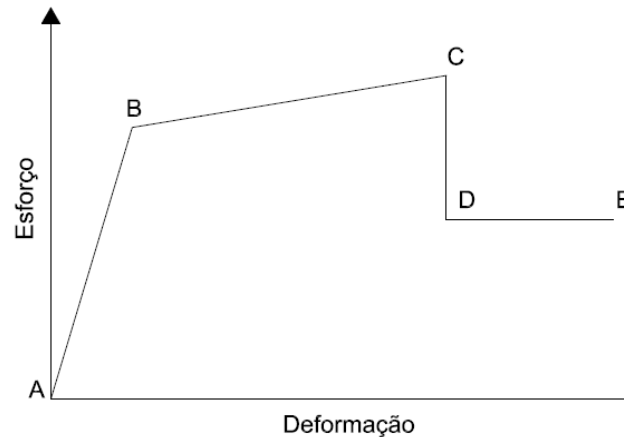


Fig. 3.6 – Exemplo da lei do comportamento não linear no formato esforço – deformação de uma secção de betão armado

### 3.3. ANÁLISE COM MODELO DE FIBRAS

#### 3.3.1. CONCEITO

A filosofia de modelação da não-linearidade distribuída através do modelo de fibras descreve com maior precisão as características estruturais contínuas de elementos de betão armado, requerendo simplesmente os dados geométricos e as características materiais para realização da análise.

A modelação por fibras representa a propagação da não-linearidade pela sua secção transversal e ao longo do desenvolvimento do elemento, consequentemente, permite uma estimativa mais rigorosa da distribuição do dano estrutural, mesmo num nível inelástico elevado. (Casarotti ; Pinho, 2006).

As formulações para a resolução numérica duma análise por fibras podem ser baseadas na rigidez do elemento ou na sua flexibilidade. Um estudo detalhado sobre as diferenças entre as duas filosofias pode ser encontrado em Papaioannou *et al* (2005), por exemplo. No âmbito desta dissertação, foi adoptada a formulação clássica baseada na rigidez desenvolvida por Izzuddin (2001).

#### 3.3.2. SEISMOSTRUCT

O SEISMOSTRUCT é um programa *freeware* de análise sísmica estrutural desenvolvido por Stelios Antoniou e Rui Pinho (SeismoSoft, 2006). O modelo numérico permite o estudo analítico preciso de diferentes tipos de estruturas, como edifícios, pontes, ou instalações industriais, sujeitas aos efeitos da acção sísmica.

Fundamentalmente, o SEISMOSTRUCT utiliza uma modelação tridimensional através de elementos finitos, prevendo o comportamento para grandes níveis de deslocamento de sistemas constituídos por elementos de barra sobre o efeito de acções estáticas ou dinâmicas, e considerando a não-linearidade material distribuída e efeitos de 2ª ordem.

É possível a opção por diferentes modelos materiais de aço e betão, assim como por uma vasta gama de diferentes elementos 3D juntamente com uma lista predefinida de secções transversais de aço, betão ou de secções compostas. Desta forma, podem ser representados diferentes tipos de elementos estruturais (pilar, viga, parede, nó viga-pilar, etc.), componentes não estruturais (aparelhos de dissipação de energia, massas de inércia concentradas, etc.), e diferentes tipos de condições fronteira (fundações flexíveis, isolamento sísmico, juntas, etc.).

A adopção da formulação cúbica baseada na rigidez permite a representação da propagação da inelasticidade ao longo do comprimento do elemento assim como a consideração da interacção entre o seu esforço axial e a deformação transversal (Casarotti ; Pinho, 2006). Para a integração numérica desta formulação são usados dois pontos de *Gauss* por elemento, onde a secção de betão armado é discretizada segundo um modelo de fibras, Fig. 3.7.

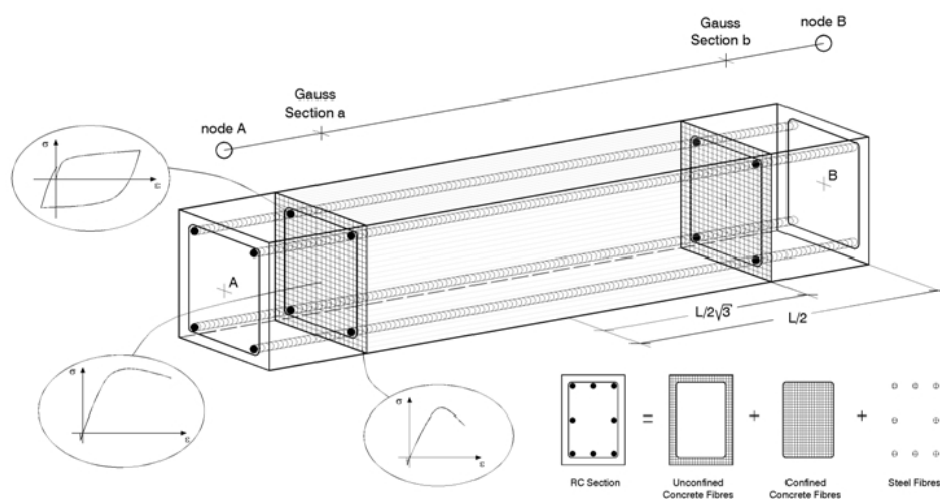


Fig. 3.7 – Discretização da secção transversal de um elemento tipo de betão armado

### Modelo material do Betão – *Mander*

Para o betão é utilizado um modelo não-linear uniaxial com confinamento constante, que segue a lei constitutiva proposta por Mander *et al* (1988), Fig. 3.8. Os efeitos de confinamento conferidos pela armadura transversal são incorporados segundo as regras propostas pelo mesmo autor, onde é assumida uma pressão de confinamento constante durante todo o percurso no domínio tensões-extensões.

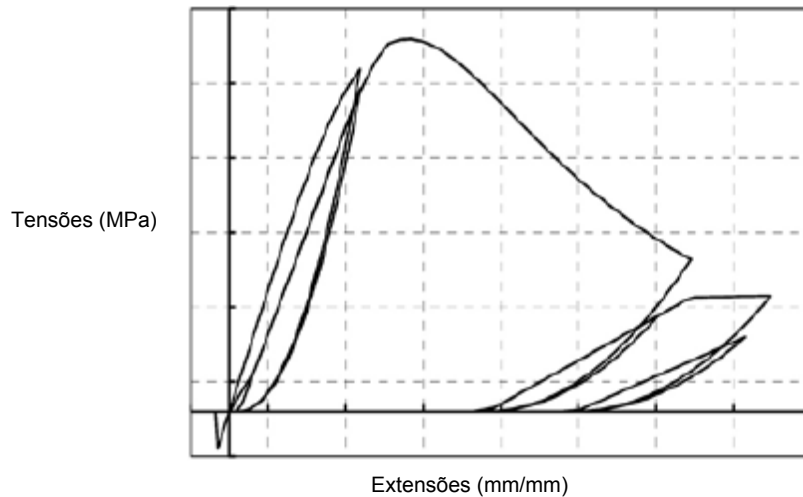


Fig. 3.8 – Lei constitutiva do betão proposta por Mander

#### Modelo material do Aço – *Menegotto-Pinto*

O comportamento tensão-extensão do aço é descrito pelo modelo não-linear uniaxial programado inicialmente por Yassin (1994), baseado na lei simples e eficaz proposta por Menegotto e Pinto (1973), e modificado para associar o endurecimento isotrópico proposto Filippou *et al* (1983), Fig. 3.9.

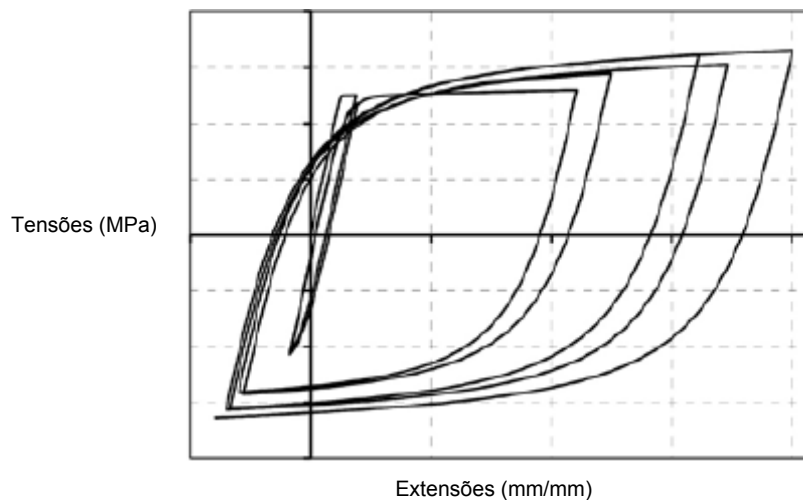


Fig. 3.9 – Lei constitutiva do aço

Este modelo é preciso e conveniente, devido à sua eficiência computacional e à sua boa correlação com resultados experimentais (Casarotti, et al., 2005).

### 3.4. ESTUDOS COMPARATIVOS

#### 3.4.1. COMPRIMENTOS DA RÓTULA PLÁSTICA

Nas pontes, as principais zonas onde se esperam fenómenos de dissipação de energia durante a ocorrência do sismo, são, como já mencionado, as extremidades dos pilares da estrutura. Nestes

elementos de betão armado é recorrente a formação das designadas rótulas plásticas por flexão, que dependem essencialmente da extensão da zona em que se verifica a plastificação de armaduras.

Quando se aplica o *pushover* pela filosofia de rótula plástica (SAP2000), admite-se uma distribuição de curvaturas constante, discretizando-se o comportamento inelástico num único elemento por razões de simplicidade de modelação e de economia de cálculo. Assim, surge a necessidade de definir com critério o comprimento da rótula plástica.

Nos modelos de fibras (SEISMOSTRUCT), a definição do comprimento da rótula plástica é dispensada, pois a distribuição das curvaturas ao longo do desenvolvimento do elemento é determinada por interpolação cúbica a partir dos seus pontos de *Gauss*.

Além da plastificação das armaduras, outros dois fenómenos podem influenciar o comprimento da rótula plástica, designadamente o *yield penetration* e o efeito do esforço transversal. O primeiro, deve-se à impossibilidade física de, na secção de encastramento, a curvatura passar do seu valor máximo ao nulo num comprimento infinitesimal. O segundo consiste na inclinação das fendas devido ao esforço transversal, provocando a não validade da hipótese de secções planas, o que consiste em tensões e deformações nas armaduras superiores às calculadas, que resulta no alastramento da zona de rótula plástica, Fig. 3.10.

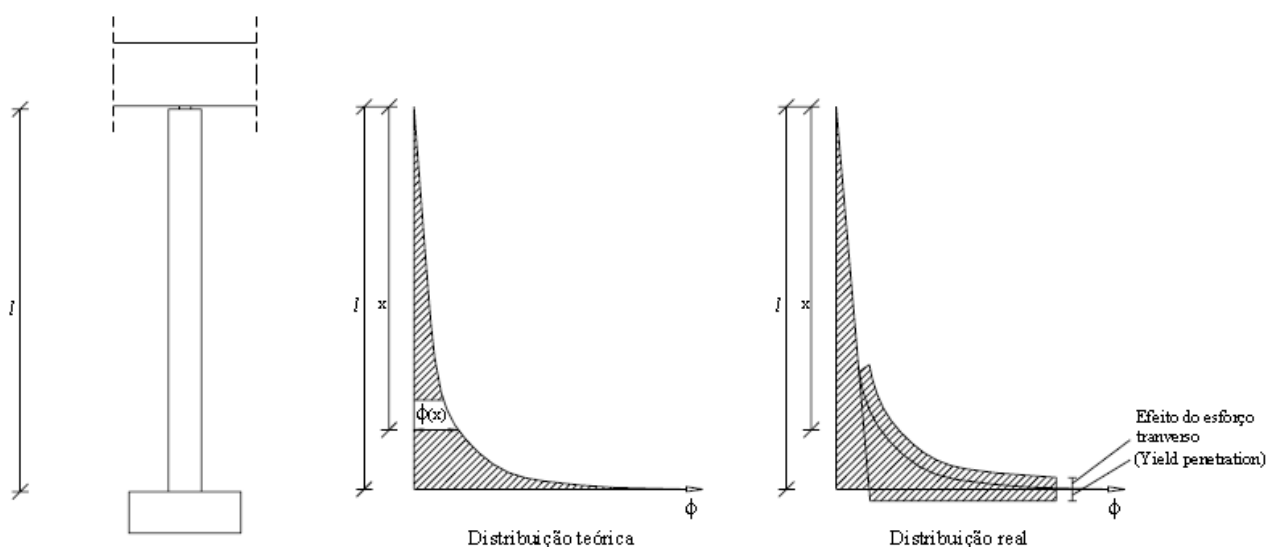


Fig. 3.10 – Exemplo da distribuição de curvaturas admitida num pilar encastrado (esquerda) e a sua distribuição real com indicação do efeito de *yield penetration* e do esforço transversal (direita) (Delgado, 2000).

Diversos trabalhos sugerem equações para determinação do comprimento da rótula da plástica em elementos de betão armado, tendo como base a idealização duma relação momentos-curvaturas elasto-plástica e uma curvatura plástica constante na zona de formação da rótula. Apesar de na realidade não se verificarem esses princípios, a calibração com resultados experimentais tem demonstrado a fiabilidade das mesmas.

No presente trabalho são estudados três comprimentos de rótula plástica diferentes  $l_p$ , correspondendo às fórmulas propostas por Kappos (1992), por Priestley (2007) e pelo EC8 indicadas nas expressões 3.6, 3.7 e 3.8 respectivamente:

$$l_p = 0.08l + 6\phi_{Asl} \quad (3.6)$$

$$l_p = kl_c + l_{sp} \quad (3.7)$$

$$l_p = 0.10l + 0.015f_{sy}\phi_{Asl} \quad (3.8)$$

sendo  $k = 0.2 \left( \frac{f_{su}}{f_{sy}} - 1 \right) \leq 0.04$

$$l_{sp} = 0.022 f_{sy} \phi_{Asl}$$

onde

$l_c$  – comprimento desde a secção crítica ao ponto de inflexão do elemento; para o caso de um pilar encastrado  $l_c$  representa o sua comprimento total (m).

$l$  – comprimento do pilar de betão armado (m);

$\phi_{Asl}$  – diâmetro da armadura longitudinal (m);

$f_{sy}$  – tensão de cedência da armadura longitudinal (MPa);

$f_{su}$  – tensão de rotura da armadura longitudinal (MPa).

Para o estudo da influência do comprimento de rótula plástica na análise não-linear, foi realizada uma análise *pushover* dum pilar encastrado, simulando uns dos pilares das pontes de betão armado a estudar. O sistema consiste num pilar encastrado com uma altura  $l$  de 14 metros discretizado por 7 elementos e com secção transversal oca  $b \times h$  de 2,0m x 4,0m com uma espessura  $e$  constante de 40cm. O *pushover* é realizado com uma força  $F$  crescente na cabeça do pilar e com a rótula plástica definida na base do mesmo, Fig. 3.11.

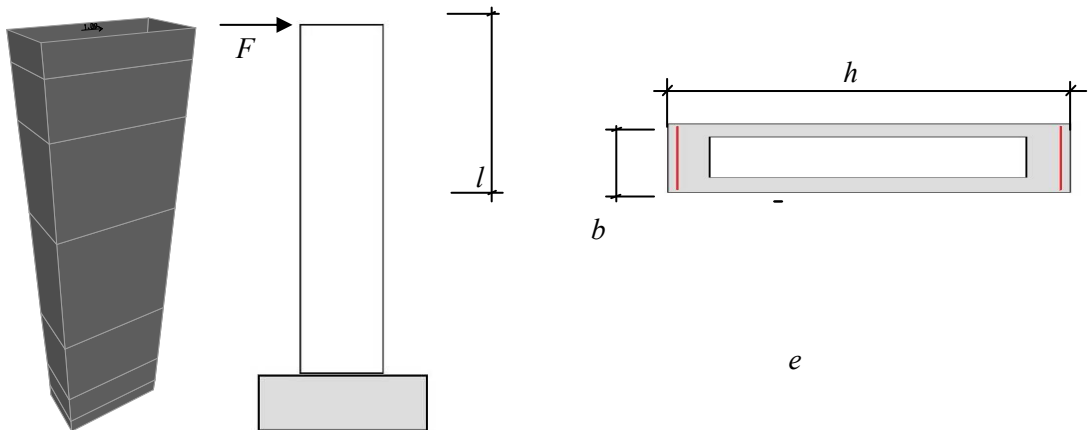


Fig. 3.11 – Esquema do sistema de um grau de liberdade utilizado para estudar a influência do comprimento da rótula (esquerda) e secção transversal do elemento barra que constitui o pilar (direita)

Considerando a secção genérica apresentada, armada com aço A500 de 20mm de diâmetro, a lei do comportamento inelástico utilizada é definida pelos pontos apresentados no Quadro 3.1 que correspondem à curva da Fig. 3.12. Por facilidade é apresentada a deformação em curvaturas plásticas, visto que, as leis não-lineares são necessariamente assim definidas para *input* no *software* SAP2000.

Quadro 3.1 – Pontos de definição da lei momentos-curvaturas para a rótula flexional

Ponto	Curvatura plástica	Momento flector (kN.m)
A	0.00E+00	0.0
B	0.00E+00	20000.0
C	8.00E-04	30000.0
D	9.00E-03	40000.0
E	2.00E-02	40000.0

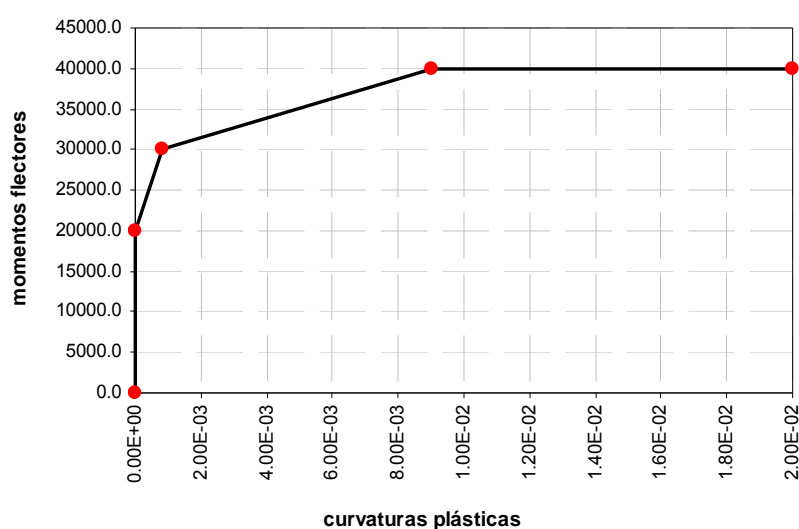


Fig. 3.12 – Andamento da lei momentos-curvaturas utilizada como *input* para definição da rótula no elemento

Como resultado das diferentes equações, os 3 comprimentos de rótula obtidos são apresentados no Quadro 3.2. As futuras referências a estes comprimentos são denominados de  $lp1$ ,  $lp2$  e  $lp3$  por ordem crescente dos valores respectivamente.

Quadro 3.2 – Comprimento da rótula plástica que resulta de cada equação

Equação	$lp$ (m)	Denominação
3.7	1,24	$lp2$
3.8	1,55	$lp3$
3.9	0,77	$lp1$

Como esperado, os resultados demonstram que os níveis de esforço relevantes se mantêm inalteráveis em função do comprimento da rótula definido. Para os três casos estudados, obtiveram-se curvas de capacidade com o mesmo nível de esforço de *yielding* ( $\approx 1500$  kN) e de esforço último ( $\approx 2800$  kN), Fig. 3.13.

A escolha de diferentes comprimentos de rótula repercute-se em diferenças no domínio dos deslocamentos em campo inelástico, onde diferenças consideráveis são verificadas. Essa diferença é tanto mais significativa quanto mais se avança no domínio da deformação inelástica do sistema. Por exemplo, o ponto de *yielding* é atingido na ordem dos 2-3cm de deslocamento para os três casos ( $d_{y,lp1} \approx 19\text{mm}$ ;  $d_{y,lp2} \approx 25\text{mm}$ ;  $d_{y,lp3} \approx 27\text{mm}$ ), enquanto que o ponto de formação de mecanismo é atingido para níveis de deformação distintos entre os sistemas ( $d_{u,lp1} \approx 11\text{cm}$ ;  $d_{u,lp2} \approx 17\text{cm}$ ;  $d_{u,lp3} \approx 21\text{cm}$ ), Fig. 3.13.

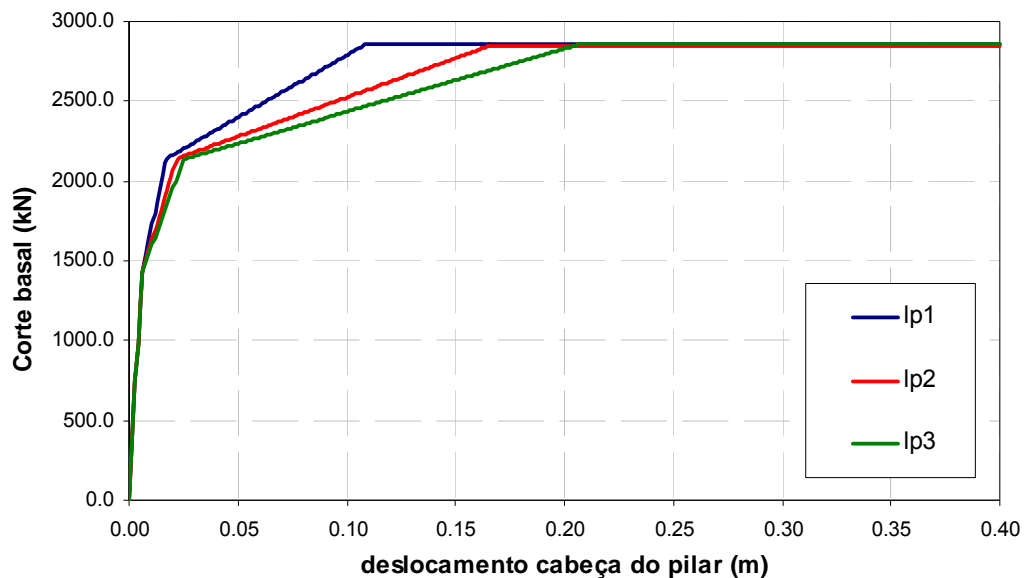


Fig. 3.13 – Curvas de capacidade do sistema de 1 grau de liberdade estudado em função do comprimento de rótula

### 3.4.2. MODELAÇÃO DA RÓTULA NO ELEMENTO BARRA

O programa de elementos finitos 3D SAP2000, permite ainda, além da escolha do comprimento da rótula plástica, definir em que posição relativa do elemento barra a rótula é definida. Este pormenor levantou a dúvida sobre a forma do programa interpretar o comportamento inelástico do elemento, e consequentemente, qual a modelação correcta a realizar para a referida rótula.

Foi então realizado um estudo comparativo através de uma análise pushover de forma análoga ao realizado em 3.4.1. para o estudo da influência do comprimento de rótula. Utilizou-se o mesmo sistema estrutural e rótula definidos anteriormente (Fig. 3.11 e Fig. 3.12) com comprimento de rótula  $lp2$  (1,24m). Os 3 casos em estudo correspondem ao posicionamento da rótula na origem (rot0), a meio (rot0.5) ou no topo do elemento (rot1) mais próximo da base do pilar.

As curvas de capacidade obtidas demonstram que o programa assume a não-linearidade perfeitamente concentrada num único nó, servindo-se do comprimento de rótula plástica definido simplesmente para obter as rotações nesse mesmo nó. Aliás, o *software* permite mesmo definir directamente a lei do comportamento inelástico da rótula no formato momentos – rotações, preterindo assim a definição do comprimento da rótula.

De referir ainda, que ao exigir a definição da lei não-linear no formato esforço – deformação plástica, a rigidez inicial é automaticamente controlada pela rigidez elástica do elemento onde a rótula é modelada. Então, pode dizer-se que a rótula é activada a partir do momento (*step* da análise) em que o

esforço considerado (momento flector no elemento barra) atinge o definido (momento flector para o ponto B da lei) no ponto em que a rótula é modelada. A partir do instante em que a rótula é activada, a deformação é controlada pela lei do comportamento inelástico fornecida ao programa.

De acordo com o exposto no parágrafo anterior, ao variar em altura o posicionamento da rótula no pilar encastrado e com o diagrama de momentos triangular instalado, o corte basal que activa o seu funcionamento é atingido mais tarde. Podemos dizer que para a mesma lei do comportamento da rótula, quanto mais próxima da zona de maior esforço (base) esta se encontra, menos esforço global (corte basal) é necessário para a activar.

A modelação da rótula em diferentes posições do elemento (elemento com 0,70 m de comprimento) repercutiu-se em pequenas diferenças de corte basal para o ponto de *yielding* do sistema (2175 KN, 2200 e 2250). Quando se avança no domínio do comportamento inelástico essas diferenças de esforço aumentam ligeiramente, apresentando o pilar um corte basal máximo de 2850, 2930 e 3000 KN para o caso de rótula na origem, a meio ou no topo do elemento respectivamente, Fig. 3.14. Neste caso, as diferenças das deformações dos diferentes casos é desprezável.

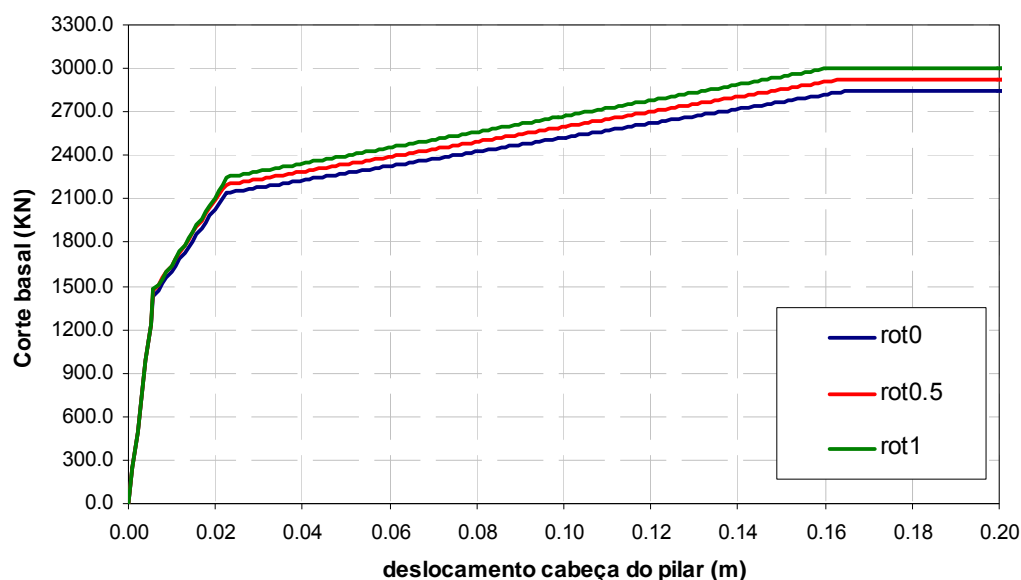


Fig. 3.14 – Curvas de capacidade do sistema de 1 grau de liberdade estudado em função do posicionamento de rótula no elemento

### 3.4.3. CURVAS DO COMPORTAMENTO INELÁSTICO

As análises *pushover* que se pretendem aplicar a pontes de betão armado no âmbito desta dissertação têm como base principal as leis do comportamento inelástico dos elementos constituintes do sistema estrutural das mesmas.

Nesse sentido, houve necessidade de validar o comportamento não-linear inerente ao modelo de fibras do SEISMOSTRUCT e do BIAx, com o intuito de comprovar que nas análises que são objectivo principal da tese, ambos os modelos (de ambos os programas SAP2000 e SEISMOSTRUCT) partem de princípios base idênticos e comparáveis.



Foi então realizado um estudo das curvas de comportamento inelástico no formato momentos-curvaturas obtidas através do BIAx e as presentes intrinsicamente nos modelos de análise do SEISMOSTRUCT.

Para este estudo foram utilizados dois tipos de secção de betão armado, rectangular simples com  $b \times h$  de 0,5mx1,0m (secção A) e rectangular oca com  $b \times h$  de 2,0mx4,0m e espessura constante de 0,40m (secção B), como ilustra o esquema da Fig. 3.15.

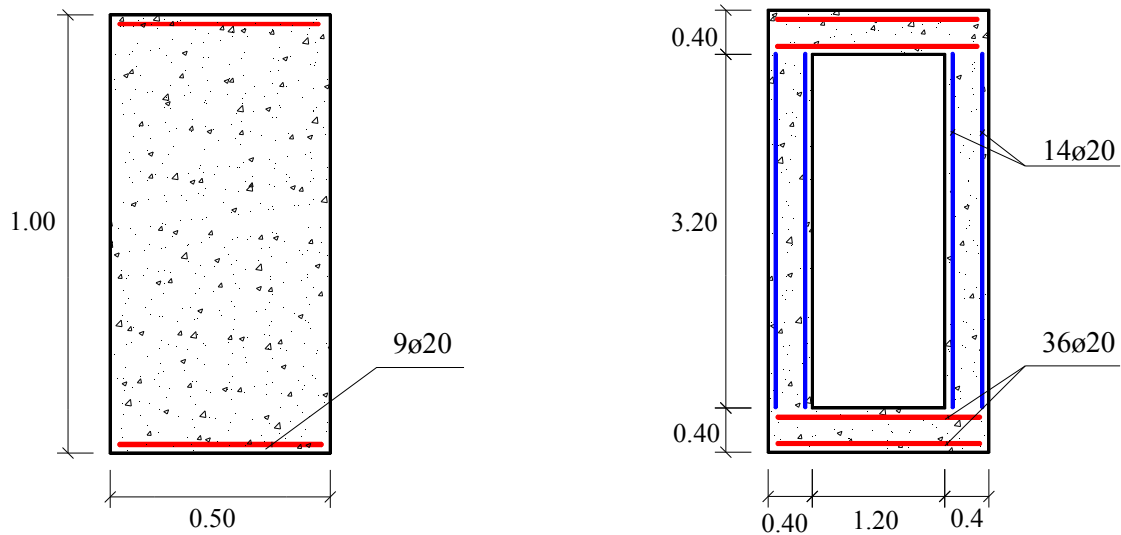


Fig. 3.15 – Esquema de pormenorização das secções transversais de betão armado para realização do estudo comparativo. Caso A de secção rectangular simples (*esquerda*) e o caso B da secção rectangular oca (*direita*)

Nos dois programas os materiais utilizados são definidos pelas propriedades apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Propriedades dos materiais

Betão			Aço		
$E_c$ (Gpa)	$f_{ck}$ (MPa)	$K$	$E_s$ (Gpa)	$f_{yk}$ (MPa)	hardening (%)
30.5	42.0	1,20	200	500.0	0.5

Para cada um dos casos A e B, secção simples ou oca respectivamente, foi realizada a análise com 3 níveis de esforço axial de compressão (diferentes  $\nu$ ) como indicado no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Diferentes situações em análise para cada nível de esforço axial dos respectivos casos apresentados

Caso A			Caso B		
Designação	N (kN)	$\nu$	Designação	N (kN)	$\nu$
N1	0	0	N1	0	0
N2	500	0.024	N2	3000	0.017
N3	1500	0.071	N3	9000	0.052

$$\text{onde } \nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{ck}}$$

A análise da lei do comportamento não-linear intrínseca à modelação com o SEISMOSTRUCT foi realizada através de uma análise *pushover* com força crescente na cabeça do pilar, controlando as deformações e esforços no ponto de *gauss* do elemento mais próximo da base do pilar, Fig. 3.16.

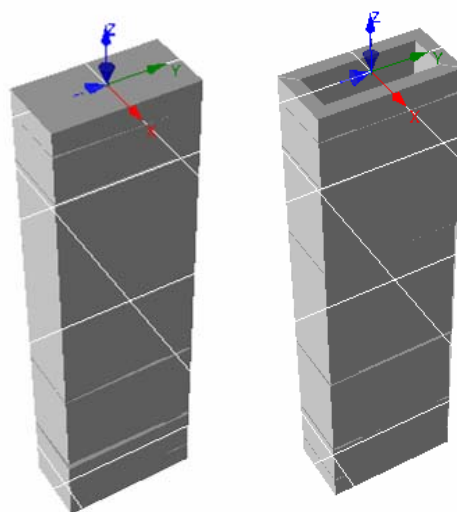


Fig. 3.16 – Pilar de 14 metros de comprimento definido por 7 elementos com secção do caso A (*esquerda*) e com secção do caso B (*direita*) utilizado para a análise com Seismostruct

Os resultados do estudo comparativo são apresentados segundo as leis momentos-curvaturas para o caso A e B como ilustram os gráficos da Fig. 3.17 e Fig. 3.18 respectivamente.

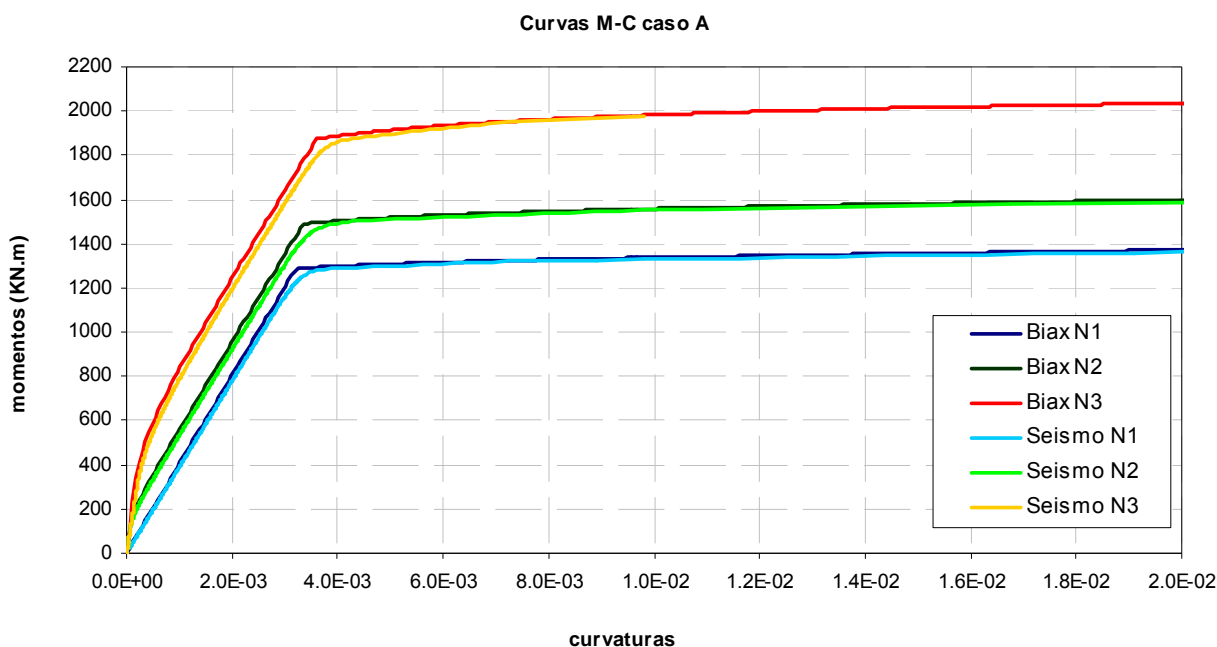


Fig. 3.17 – Curvas do comportamento inelástico sobre carregamento monotónico da secção A obtidas com o BIAX e SEISMOSTRUCT para diferentes níveis de esforço axial

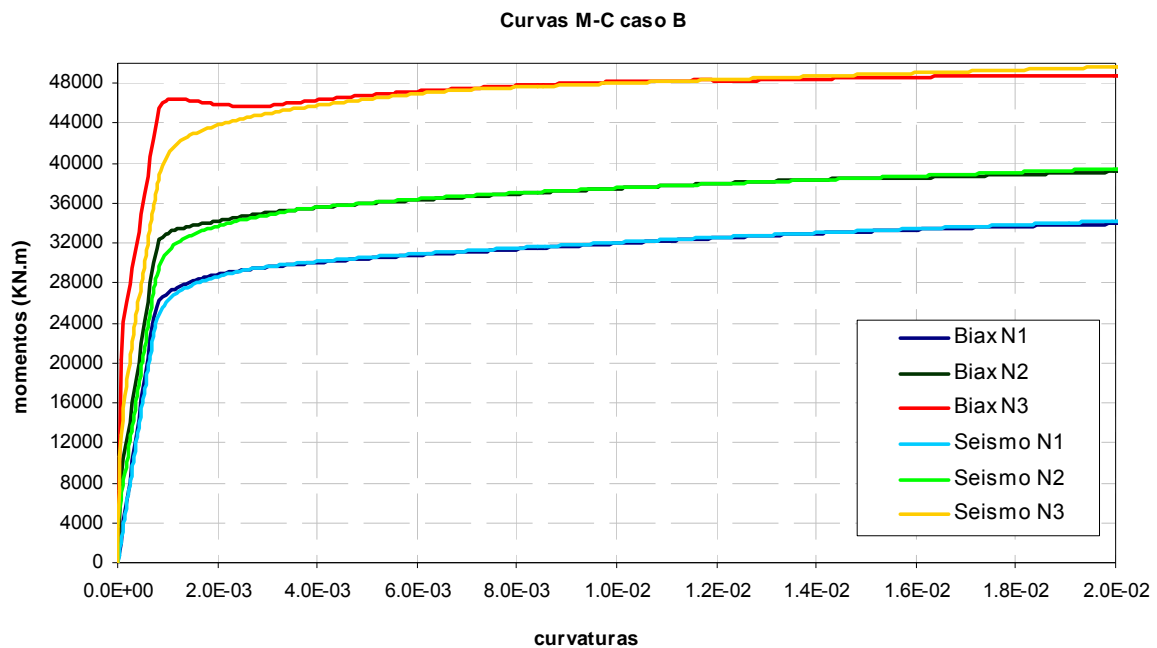


Fig. 3.18 – Curvas do comportamento inelástico sobre carregamento monotónico da secção B obtidas com o BIAX e SEISMOSTRUCT para diferentes níveis de esforço axial

Note-se que em ambos os programas a contribuição da resistência do betão à tracção é desprezada, o que resulta em leis momentos-curvaturas aproximadamente bilineares para o caso de flexão simples (nível de esforço axial nulo), com o 1º tramo orientado segundo a rigidez fissurada.

Dos resultados do estudo depreende-se que para o caso A (secção simples) os dois programas fornecem leis de comportamento inelásticos praticamente iguais, independentemente do estado de solicitação do elemento, flexão simples ou flexão composta, Fig. 3.17.

Para o caso B a situação é diferente, verificando-se uma ligeira diferença entre os dois programas no nível de momento flector necessário para anular o efeito de compressão do esforço axial na secção. Essa diferença mantém-se constante até ao ponto de *yielding* da secção, esbatendo-se progressivamente a partir desse ponto até convergir no nível de momento flector máximo, Fig. 3.18

#### 3.4.4. CONCLUSÕES DOS ESTUDOS COMPARATIVOS

Como demonstraram os estudos comparativos realizados, o comprimento da rótula definido pode interferir significativamente nas deformações obtidas do modelo numérico utilizado. Contudo, espera-se que as diferenças devido aos diferentes comprimentos de rótula para maiores níveis de deformação do sistema global da estrutura não sejam tão relevantes.

Ainda assim, a escolha do comprimento de rótula a utilizar será sempre um ponto crítico na modelação da estrutura para aplicação da análise *pushover*. Na continuação da presente dissertação é utilizada a formula 3.7 (Kappos, 1991) para determinação do comprimento de rótula plástica, por ser um valor intermédio entre os estudados.

As dúvidas que surgiram devido ao programa SAP2000 permitir modelar a rótula plástica em diferentes posições do elemento barra foram completamente esclarecidas. A interpretação da lei

inelástica fornecida ao programa é controlada pelos esforços e toda a deformação plástica é concentrada na rótula modelada. Foi comprovado que a sua influência para o estudo que se pretende realizar é desprezável, pelo que, devido à facilidade na modelação e interpretação da resposta das pontes as rótulas são modeladas na origem do 1º elemento dos pilares.

As diferenças obtidas no estudo da lei do comportamento inelástico entre BIAx e SEISMOSTRUCT, pode dever-se às diferentes formulações utilizadas por estes programas. O BIAx ao realizar a modelação de fibras apenas ao nível da secção, serve-se das equações de equilíbrio para determinar os esforços, enquanto que nos modelos 3D do SEISMOSTRUCT, os esforços têm de ser interpolados entre os pontos de *Gauss* de cada elemento.

Além das diferenças anteriormente mencionadas, o modelo de fibras do SEISMOSTRUCT contabiliza sempre os efeitos do esforço transversal e os esforços de 2ª ordem, que pode também influenciar o andamento da curva momentos – curvaturas.

Este estudo realçou ainda a grande preponderância do nível de esforço axial da secção no momento flector final atingido. Assim sendo, no estudo das diferentes pontes serão definidos níveis de esforço axial significativamente diferentes para a determinação das leis momentos-curvaturas a utilizar para modelos de rótula plástica concentrada.

Dos estudos comparativos realizados pode concluir-se o seguinte:

- A escolha do comprimento de rótula tem uma pequena influência no desenvolvimento da curva de capacidade global;
- O posicionamento da rótula no elemento em que esta é modelada tem pouca influência no estudo global das pontes que se pretende realizar;
- As leis do comportamento inelásticos entre os dois modelos são muito próximas, principalmente nas deformações relevantes e no momento flector último;
- As leis do comportamento inelástico para as secções ocas exibem pequenas diferenças na zona de comportamento elástico/fissurado;
- Nas secções ocas, o nível de esforço axial influencia consideravelmente o nível de momento flector final da secção.

## 4

## APLICAÇÃO DO PUSHOVER A PONTES

### 4.1. INTRODUÇÃO

As pontes em betão armado que servem de base ao estudo paramétrico das duas metodologias de análise *pushover* segundo o EC8 (plasticidade concentrada ou distribuída), resultam da reformulação de um grupo de pontes estudadas no âmbito do programa de investigação *PREC8-Bridge Research Programme* (Guedes, 1997, Pinto, et al., 1996). A amostra das pontes a estudar é agrupada em dois conjuntos em função do seu comprimento total: pontes curtas com um comprimento de 200 m e as longas com comprimento de 400 m (viadutos com quatro e oito vãos de 50 metros). Dentro destes grupos, faz-se ainda a distinção das pontes segundo a sua regularidade, pontes com uma disposição regular, semi-regular ou irregular em função da altura dos pilares. Deste modo, resultam um total de sete pontes para analisar, designadas pelos números 1, 2 e 3 segundo a altura dos seus pilares de 7, 14 e 21 metros, respectivamente, como indicado na Fig. 4.1.

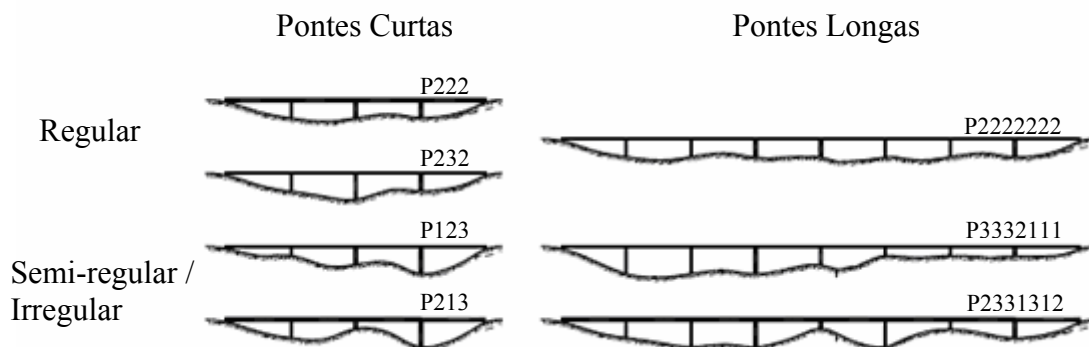


Fig. 4.1 – Configuração das pontes de betão armado a analisar

Segundo Calvi (1994) e Calvi e Pinto (1995) estas pontes foram dimensionadas para uma aceleração de pico do solo de 0.35g num solo de condições médias (tipo B) de acordo com as recomendações preconizadas no EC8. Salienta-se, que no dimensionamento de algumas das pontes referidas, foi atingida em um ou mais pilares a percentagem mínima de armadura longitudinal. Assim sendo, e porque uma maior percentagem de armadura se reflecte na absorção de maiores forças nos pilares, tornando difícil relacionar os resultados, foi adoptada para estes pilares, uma percentagem mínima de armadura igual a metade da prescrita pelo regulamento (0,5% ao invés dos 1,0%). Todas as pontes

foram dimensionadas assumindo o comportamento elástico do tabuleiro durante a resposta sísmica (Guedes, 1997).

Os encontros da ponte correspondem a ligações contínuas do tabuleiro assentes em estacas, com comportamento plástico bilinear, que será descrito com maior pormenor no ponto seguinte deste capítulo.

A definição dos espectros que caracterizam a acção sísmica (Fig. 4.2) a utilizar nas análises *pushover* é obtida de uma amostra de 10 registos sismográficos seleccionados de um conjunto de sismos históricos escalados para respeitarem a probabilidade de 10 % em exceder o espectro uniforme de risco para Los Angeles em 50 anos (período de retorno de 475 anos), o que corresponde ao nível de intensidade de 1.0 (SAC Joint Venture, 1997). Adicionalmente, são também considerados outros cinco níveis de intensidade linearmente proporcionais ao referido anteriormente, e designados pelos factores de 0.5, 0.75, 1.5, 3.0 e 3.5, permitindo assim, ter uma perspectiva da evolução dos resultados com o aumento da intensidade sísmica. Os acelerogramas utilizados foram obtidos dos sismos da Califórnia com magnitudes de 6-7.3 ocorridos em terreno firme a distâncias de 13-30 km. A sua duração significativa (Bommer ; Martinez-Pereira, 1999) vai dos 5 aos 25 segundos, enquanto a PGA (para a intensidade de 1.0) varia entre os 0.23 e 0.99g, o que implica o mínimo de 0.11g (para a intensidade de 0.5) e máximo de 3.5g (para a intensidade de 3.5).

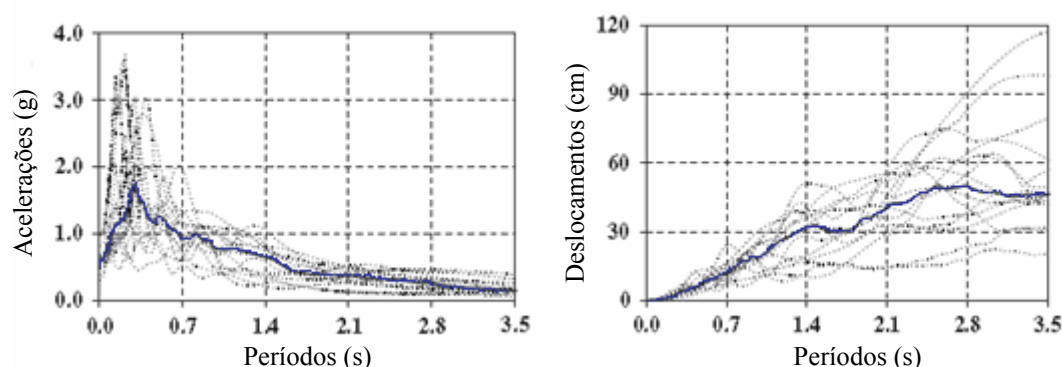


Fig. 4.2 – Espectros elásticos de acelerações e deslocamentos

São apresentados também, parâmetros da resposta sísmica dos modelos das pontes em estudo, obtidas por (Pinho, et al., 2007b) através de análises não-lineares em função do tempo (*time history analysis*, THA), considerada a ferramenta mais precisa no estudo do comportamento sísmico de estruturas, utilizando o modelo de não-linearidade distribuída em elementos finitos de fibras do programa SEISMOSTRUCT (Seismosoft, 2006), cuja precisão na previsão da resposta de estruturas de pontes tem sido demonstrada através de comparações com resultados experimentais resultantes de estudos pseudo-dinâmicos em modelos de grande escala (Casarotti ; Pinho, 2006).

As análises *pushover* são realizadas através do mesmo programa SEISMOSTRUCT (para modelos de não-linearidade distribuída) e com o programa SAP2000 (para os modelos de rótula plástica concentrada) segundo o método N2 preconizado no EC8.

## 4.2. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

### 4.2.1. PORMENORES DE MODELAÇÃO

Um dos passos mais importantes para alcançar resultados fidedignos que representem o melhor possível a resposta sísmica da ponte aquando da análise *pushover*, passa por uma boa escolha dos critérios de modelação e pormenorização de algumas das zonas críticas da estrutura a modelar. Neste sentido, os modelos de plasticidade concentrada (SAP2000) foram construídos de forma a serem homólogos aos modelos previamente executados no software de fibras (SEISMOSTRUCT) por Pinho, *et al* (2007)

O modelo base é constituído por vários tipos de elementos diferentes, com diferentes secções e materiais descritos pelos seus parâmetros característicos (Fig. 4.3). Desta forma, são expostas seguidamente as considerações quanto à configuração geométrica e discretização dos elementos estruturais, modelação das ligações entre elementos distintos, condições fronteira e tipo de carregamento lateral utilizados nos modelos de fibras (SEISMOSTRUCT), e paralelamente, nos modelos de rótula plástica concentrada (SAP2000).

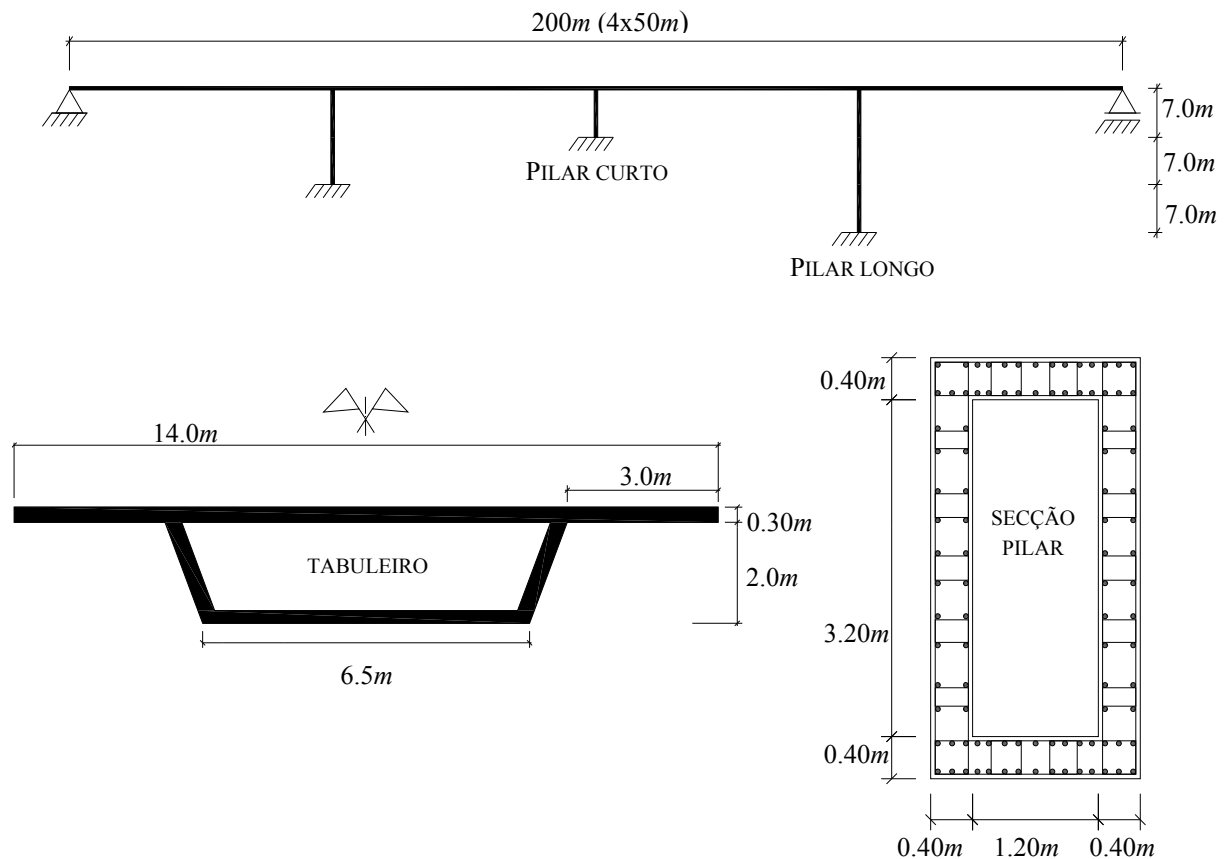


Fig. 4.3 – Configuração geométrica do sistema e dos diferentes elementos que constituem a estrutura das pontes

#### 4.2.1.1. Pilares

Os pilares são os elementos onde as deformações inelásticas se irão concentrar, como tal, requerem uma escolha criteriosa da caracterização material e uma discretização eficiente dos elementos que os constituem.

No modelo de fibras utiliza-se o elemento barra 3D inelástico, devido à sua capacidade de considerar a não-linearidade geométrica e material. O elemento apresenta uma secção rectangular oca de betão armado como indicado na Fig. 4.4.

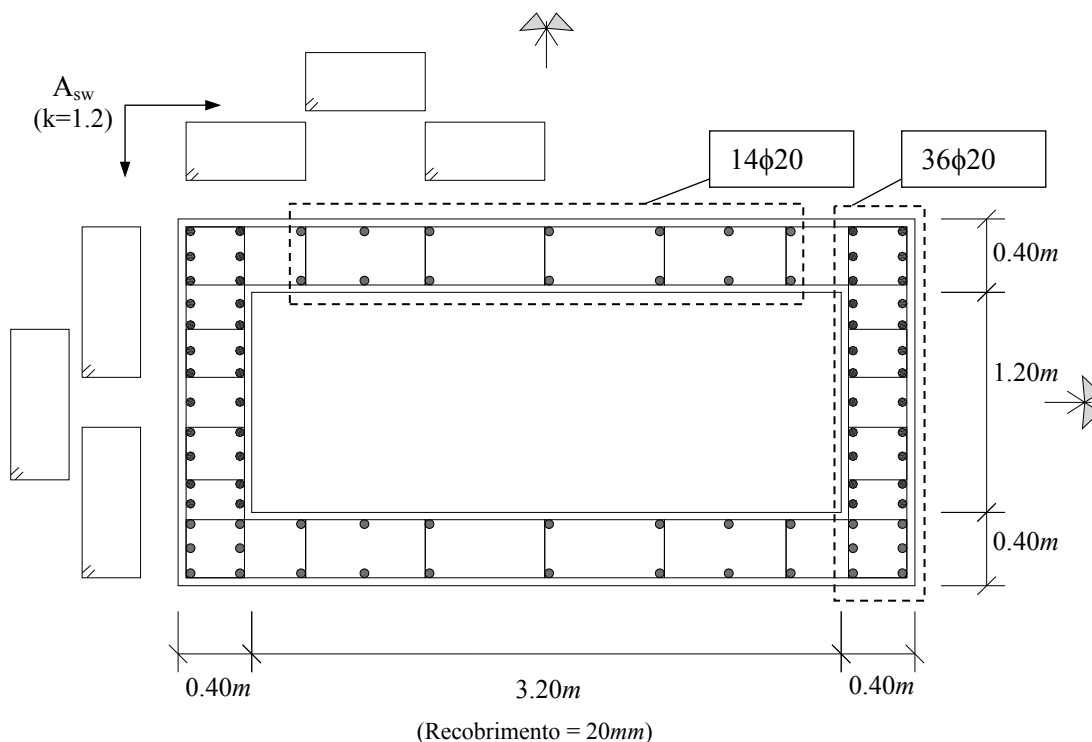


Fig. 4.4 – Pormenor da secção transversal dos pilares

A secção transversal do pilar é descrita em 200 fibras para uma adequada reprodução da distribuição das relações tensão – extensão ao longo dessa mesma secção. Essas tensões e extensões são controladas pelas leis constitutivas do betão e aço utilizadas, conforme mencionado no capítulo 3, com os parâmetros apresentados no Quadro 4.1 e Quadro 4.2 respectivamente.

Quadro 4.1 – Parâmetros da lei constitutiva do betão de Mander

Modelo do Betão	
Parâmetro	
módulo de Elasticidade (GPa)	30.5
força de compressão (MPa)	42.0
força de tracção (MPa)	0.001
extensão para tensão máxima não confinada (m/m)	0.002
factor de confinamento	1.2
peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	24



Quadro 4.2 – Parâmetros da lei constitutiva do aço de Menegotto-Pinto

Modelo do Aço	
Parâmetro	
módulo de Elasticidade (GPa)	200
força de <i>Yielding</i> (MPa)	500
endurecimento	0.005
transição da curva inicial	20
1º coeficiente de transição	18.5
2º coeficiente de transição	0.15
1º endurecimento isotrópico	0.025
2º endurecimento isotrópico	2
peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	77

As extremidades do pilar constituem as zonas críticas potenciais de formação de rótulas plásticas, que se devem propagar numa extensão de 1/20 a 1/10 do comprimento total do elemento (Priestley, et al., 1996), dependendo das condições de apoio desse elemento. Para permitir a correcta captação do comprimento de rótula plástica, o pilar é discretizado por sete elementos de comprimento igual a 5%, 10%, 20%, 30%, 20%, 10% e 5% do comprimento total do pilar.

No modelo SAP2000 optou-se por utilizar a mesma discretização em sete elementos de cada pilar, modelados através de elementos barra de comportamento elástico com secção rectangular oca de betão (sem armaduras). O seu comportamento não-linear é obtido modelando uma rótula plástica de comportamento e comprimento fixo na base do pilar. Este comportamento inelástico está associado à lei momento – curvatura que é atribuída à rótula, que é abordado num ponto mais adiante deste capítulo.

#### 4.2.1.2. Tabuleiro

De acordo com os regulamentos em vigor, o comportamento do tabuleiro de uma ponte durante a ocorrência do sismo pode ser assumido como elástico. No fundo, esta consideração representa correctamente o que acontece durante a resposta sísmica destas estruturas, devido a diversas razões: primeiro devido à sua grande flexibilidade, e como o tabuleiro é usualmente pré-esforçado, tal significa que não são permitidas deformações plásticas neste elemento estrutural; segundo, porque é comum a utilização de equipamentos de isolamento sísmico que protegem este elemento estrutural da ponte de eventuais danos durante o movimento do solo.

O tabuleiro é então modelado por um elemento barra 3D elástico, que permite, no entanto, contabilizar efeitos locais de não-linearidade geométrica (efeitos de 2ª ordem). Este tipo de elemento é caracterizado integralmente pelos valores das propriedades da secção transversal, baseadas nas suas características geométricas e mecânicas. Então, considerando que o tabuleiro é executado com um material de módulo de *Young* e de corte iguais a 25GPa e 10GPa respectivamente ( $\nu=0.25$ ), e de acordo com as suas características geométricas (Fig. 4.5), as propriedades mecânicas que definem o elemento barra são as apresentadas no Quadro 4.3, de forma análoga ao modelo à escala 1:1 ensaiado em Ispra (Guedes, 1997).

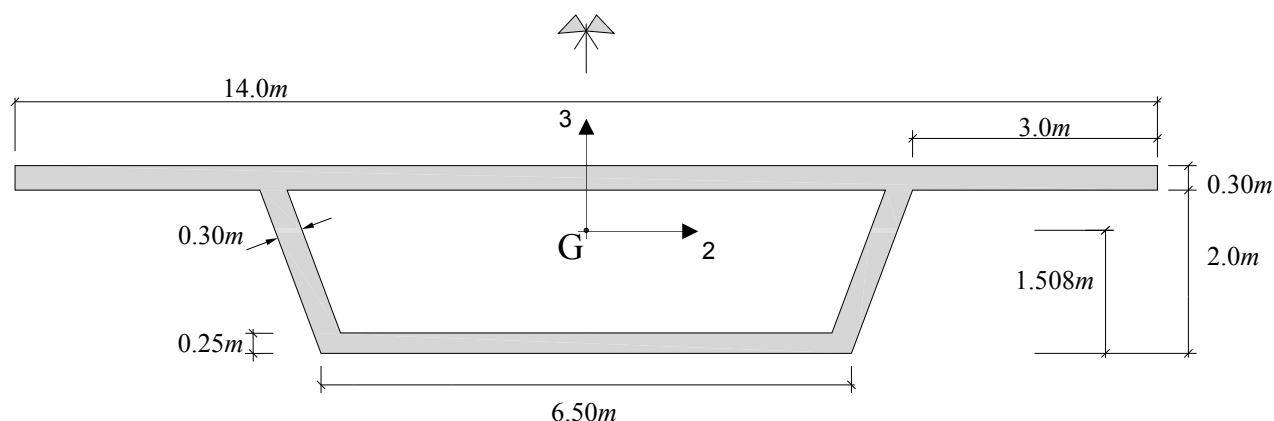


Fig. 4.5 – Secção transversal do tabuleiro

Quadro 4.3 – Propriedades da secção transversal do tabuleiro

Tabuleiro	
EA (kN)	1.7409E+08
$EI_2$ (kN.m <sup>2</sup> )	1.3400E+08
$EI_3$ (kN.m <sup>2</sup> )	2.2113E+09
GJ (kN.m <sup>2</sup> )	1.1713E+08
massa (ton/m)	17.4

Cada vão do tabuleiro é descrito por oito elementos, apresentando os elementos de extremidade um comprimento de 0.80m e os restantes seis igual comprimento entre si. O comportamento elástico do elemento não requer este tipo de refinamento, ainda assim, preferiu-se discretizar com maior detalhe a zona perto da ligação aos pilares com intuito de garantir a precisão da análise (Casarotti, et al., 2005).

O tabuleiro é posicionado a uma altura correspondente ao seu centro de gravidade, acima do topo do pilar. A ligação entre os dois é realizada por um elemento rígido, com massa e peso desprezável, com uma rótula de libertação de esforços na extremidade que liga ao pilar, de forma a simular os aparelhos de apoio do tabuleiro, que transferem apenas esforço axial e transversal para o pilar (Fig. 4.6).

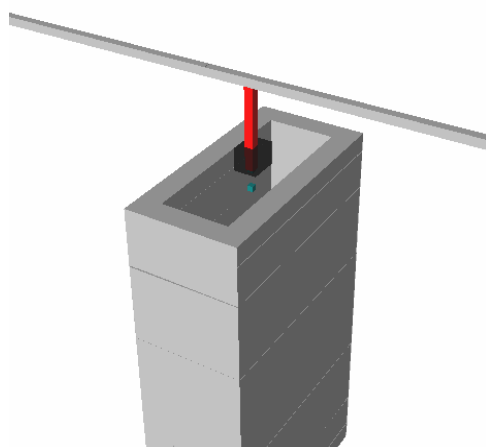


Fig. 4.6 – Modelação da ligação tabuleiro – pilar com elemento rígido rotulado na extremidade sobre o pilar

Chama-se a atenção para o facto do elemento 3D elástico do *software* SEISMOSTRUCT não considerar a deformação devida ao esforço transversal. Deste modo, o elemento barra homólogo que representa o tabuleiro no programa SAP2000, apresenta uma secção transversal genérica onde a inércia de corte na direcção 2 e 3 não foi definida ( $V_2$  e  $V_3$  nulos), o que equivale a dizer que o elemento despreza a deformação por corte.

#### 4.2.1.3. Condições fronteira

As condições de ligação ao exterior do sistema estrutural consistem em encastramentos na base dos pilares e molas de comportamento elastoplástico na zona dos encontros, como indicado no esquema da Fig. 4.8.

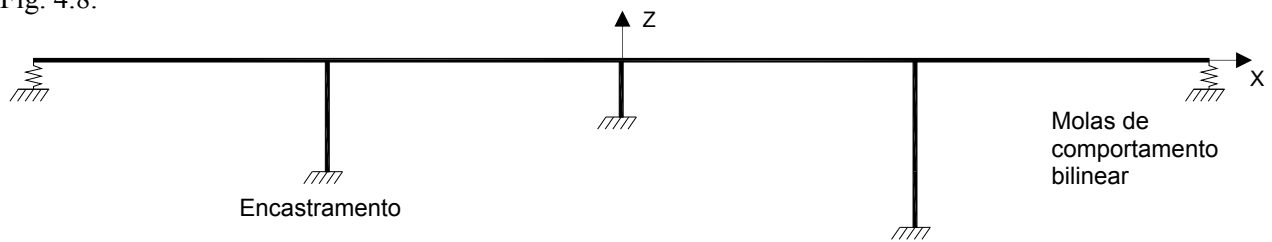


Fig. 4.7 – Esquema exemplo das condições fronteira do sistema estrutural utilizado (ponte P213)

O dimensionamento dos encontros é, habitualmente, controlado pelas condições de serviço e verificado para as situações de resposta sísmica. É comum a utilização de molas de comportamento elástico equivalente para simular as restrições conferidas pelos encontros nos modelos numéricos de pontes. Estas molas devem reflectir o comportamento dinâmico do terreno para lá do encontro, o comportamento dos componentes estruturais do encontro e a sua interacção com o terreno de suporte (Casarotti, et al., 2005). A correcta modelação de encontros de pontes é um assunto em foco, e podem ser encontradas referências sobre o tema na literatura (Goel ; Chopra, 1997, Megally, et al., 2003).

Baseado em metodologias simplificadas ou processos iterativos, o dimensionamento dos encontros resulta na definição da rigidez das molas que os representam, seja por limitação das suas capacidades resistentes, ou pela exigência de deformação durante o abalo sísmico.

Nos modelos utilizados como caso de estudo para realização do *pushover*, os encontros representam ligações contínuas em estacas, com comportamento bilinear plástico no sentido longitudinal e transversal da ponte. A estimativa da rigidez elástica do encontro é obtida somando as contribuições do aterro e das estacas (Lam ; Martin, 1986), admite-se que este pode sofrer uma deformação de 25mm antes que o terreno chegue à sua tensão máxima (cerca de 0.37MPa). Destas considerações, resultam molas bilineares com as características apresentadas no Quadro 4.4. Refere-se ainda, que cada mola (encontro) é rígida ao momento flector em X e Z, permitindo rotações em Y, e que não representam massa ou amortecimento adicional para o sistema estrutural global da ponte.

Quadro 4.4 – Características das molas que representam os encontros

Encontro				
Translação X		Translação Y		Translação Z
$k_0$ (kN/m)	177288.0	$k_0$ (kN/m)	57493.0	$k_0$ (kN/m) 1.00E+12
$F_y$ (kN)	4432.2	$F_y$ (kN)	1437.3	
$r$	0.005	$r$	0.005	

Em ambos os modelos utilizados, a zona do encontro é realizada colocando quatro molas em paralelo ligadas por elementos rígidos, sendo o comportamento não-linear das molas na direcção longitudinal e transversal da ponte (X e Y respectivamente) controlado pela lei bilinear definida anteriormente, como ilustra a Fig. 4.8.

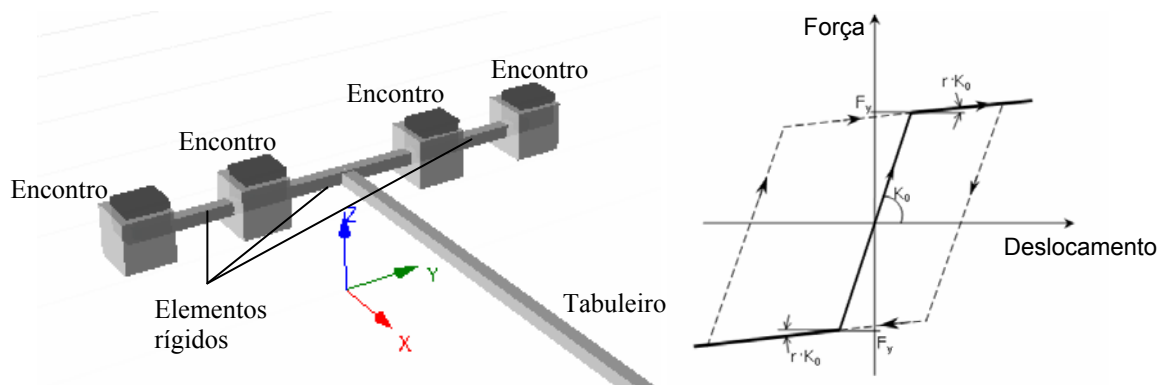


Fig. 4.8 – Sistema estrutural da zona de encontro da ponte (esquerda) e lei tipo do comportamento bilinear das molas (direita)

#### 4.2.1.4. Carga lateral

Nas análises pushover que se pretendem realizar, a consideração do caso de carga é outro dos pontos críticos. Segundo o regulamento devem ser considerados dois casos, correspondendo à deformada do tabuleiro proporcional ao 1º modo transversal ou uniforme.

Chama-se a atenção para o facto da massa dos pilares representar menos de 10% da massa global do sistema estrutural da ponte, pelo que, para consideração do caso de carga lateral, apenas se consideraram as forças de inércia devidas ao tabuleiro (Fig. 4.9).

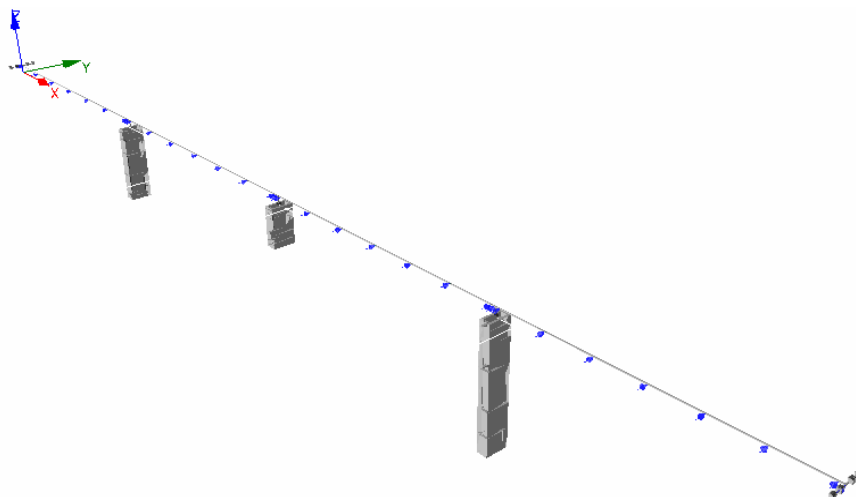


Fig. 4.9 – Disposição das forças nodais de inércia em função da configuração de deformada do tabuleiro

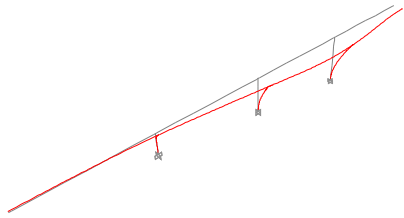
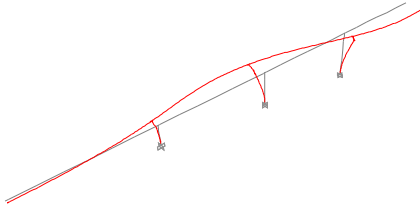
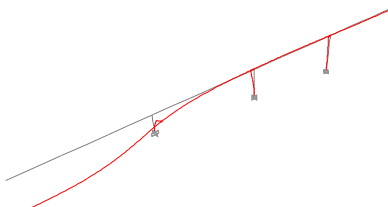
Após calibração dos modelos através de análise dinâmica, os casos de carga (configuração das forças nodais) são os mesmos para os dois programas. O programa SAP2000 tem uma funcionalidade que permitir realizar a análise *pushover* com o caso de carga proporcional a um dos modos de vibração, dispensando assim, a determinação preliminar das forças de inércia nodais.

#### 4.2.2. ANÁLISE DINÂMICA POR MODOS DE VIBRAÇÃO

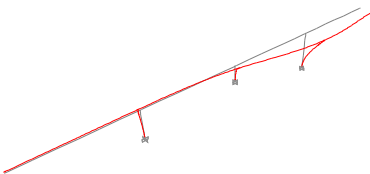
Após a conclusão da modelação das sete pontes em estudo, com todos os pormenores de modelação referidos anteriormente, reproduzindo o sistema estrutural a analisar de forma homóloga nos dois programas utilizados, realizou-se uma análise dinâmica modal, com o objectivo de calibrar os modelos numéricos dos diferentes programas, permitindo assim, controlar em simultâneo, a rigidez e massa global de cada sistema estrutural.

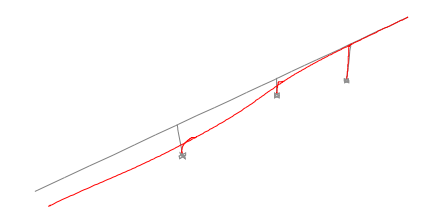
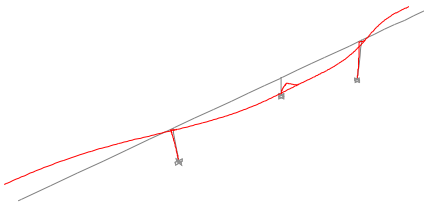
São apresentados os resultados desta análise para as pontes curtas do Quadro 4.5 ao Quadro 4.8, e para as pontes longas do Quadro 4.9 ao Quadro 4.11.

Quadro 4.5 – Resultados da análise modal para a P123

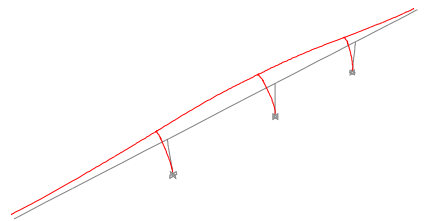
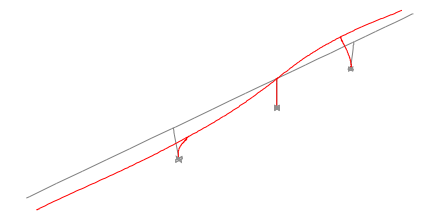
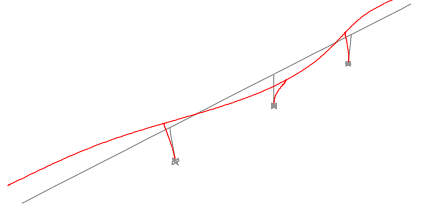
P123			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1º		0.4596	0.4597
2º		0.2989	0.3006
3º		0.2441	0.2450

Quadro 4.6 – Resultados da análise modal para a P213

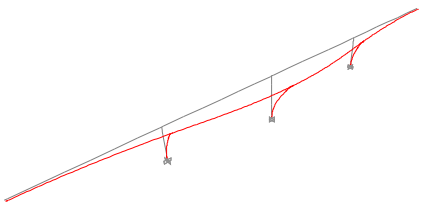
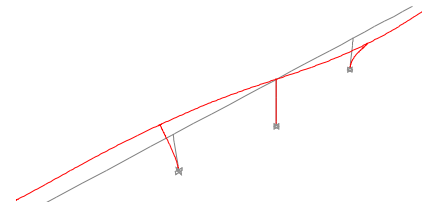
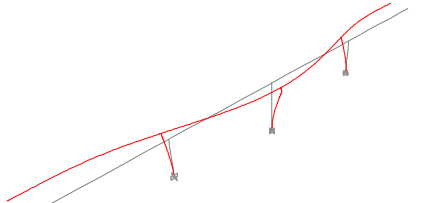
P213			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1º		0.4004	0.4012

2º		0.3373	0.3377
3º		0.2302	0.2321

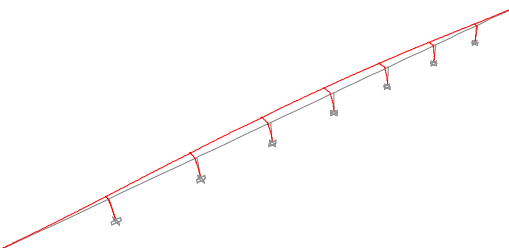
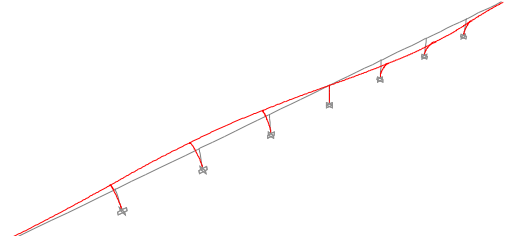
Quadro 4.7 – Resultados da análise modal para a P222

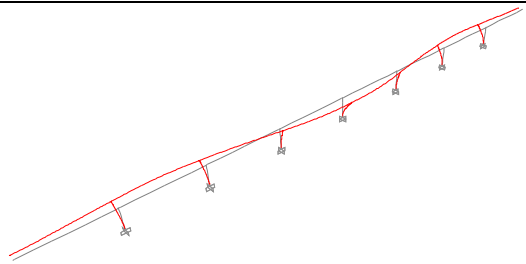
P222			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1º		0.4147	0.4149
2º		0.3312	0.3319
3º		0.2729	0.2748

Quadro 4.8 – Resultados da análise modal para a P232

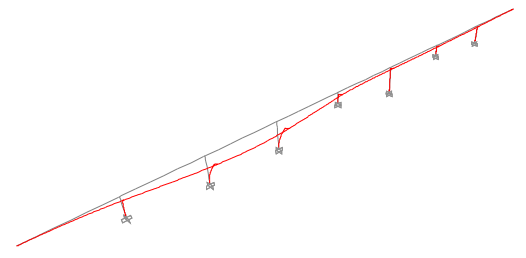
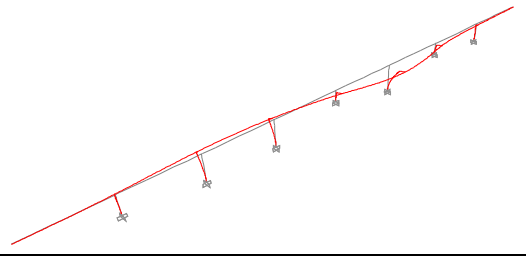
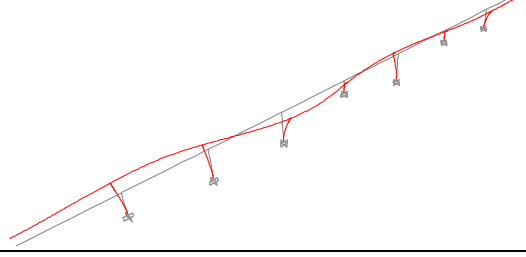
P232			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1º		0.5053	0.5060
2º		0.3312	0.3319
3º		0.2842	0.2858

Quadro 4.9 – Resultados da análise modal para a P2222222

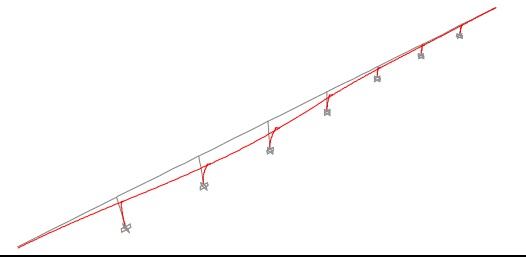
P2222222			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1º		0.5886	0.5884
2º		0.4254	0.4258

3°		0.3699	0.3707
----	-----------------------------------------------------------------------------------	--------	--------

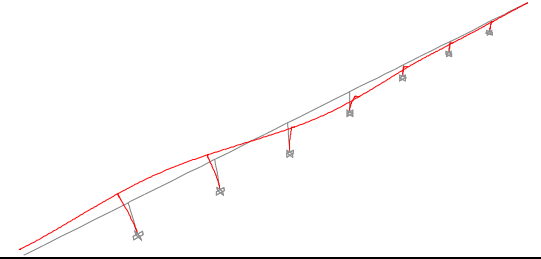
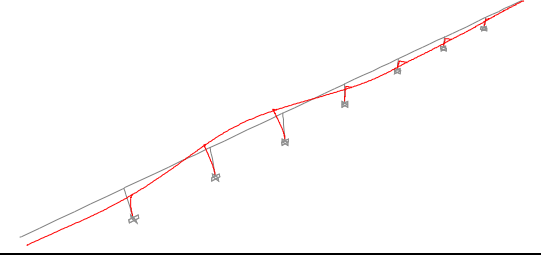
Quadro 4.10 – Resultados da análise modal para a P2331312

P2331312			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1°		0.6522	0.6527
2°		0.4741	0.4751
3°		0.3604	0.3619

Quadro 4.11 – Resultados da análise modal para a P3332111

P3332111			
Modos Transversais	Configuração	Períodos (s)	
		Seismostruct	Sap2000
1°		0.7069	0.7071



2°		0.4776	0.4787
3°		0.3700	0.3712

Como comprovam os resultados apresentados, os modelos das pontes estão bem calibrados entre os dois programas e são praticamente idênticos em comportamento elástico, podendo as ligeiras diferenças dos períodos obtidos ser justificadas pela diferente matriz de massa considerada em cada *software* (o programa SAP2000 considera a matriz de massa diagonal e não reproduz a massa associada aos graus de liberdade rotacionais, ao contrário do SEISMOSTRUCT).

#### 4.2.3. ÍNDICE DE REGULARIDADE DAS PONTES

Para complemento do estudo da resposta sísmica do conjunto de pontes analisadas, é realizada uma classificação das mesmas de acordo com a sua regularidade. A classificação da regularidade é baseada no parâmetro  $R$  proposto por Calvi *et al.* (1993) e posteriormente utilizado por Guedes (1997), expresso pela equação 4.1, que compara a configuração da deformada modal do tabuleiro isolado e da estrutura completa (com tabuleiro e respectivos pilares).

$$R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\bar{\Phi}_i}{\sqrt{\bar{\Phi}_i^T [M] \bar{\Phi}_i}} [M] \frac{\bar{\Psi}_i}{\sqrt{\bar{\Psi}_i^T [M] \bar{\Psi}_i}} \right)^2}{n}} \quad (4.1)$$

onde  $\bar{\Phi}_i$  e  $\bar{\Psi}_i$  representam, respectivamente, os vectores próprios do tabuleiro desprezando ou considerando a contribuição da rigidez dos pilares incluída,  $[M]$  é a matriz de massa e  $n$  o número de modos considerado para a análise modal.

O factor  $R$  varia entre 0 e 1, reproduzindo a forma como a configuração da deformada da estrutura completa da ponte se afasta ou aproxima mais da configuração modal do tabuleiro isolado para os  $n$  primeiros modos considerados. Deste modo, as pontes com uma configuração mais regular apresentam valores de  $R$  mais próximos de 1.

Assim sendo, considerando apenas os três primeiros modos transversais, com a massa do sistema representada pela massa do tabuleiro condensada nos seus nós de extremidade e sobre os pilares (matriz de massa diagonal), e de acordo com os factores de regularidade obtidos (Quadro 4.12 e Quadro 4.13), pode-se classificar as pontes por ordem crescente de regularidade: P213, P123, P232 e

P222 para as curtas e P3332111, P2331312 e P2222222 para as longas. Os valores próprios apresentados são normalizados à matriz de massa utilizada ( $\Phi_i^T [M] \Phi_i = \Psi_i^T [M] \Psi_i = 1$ ).

Quadro 4.12 – Factores de configuração modal e de regularidade das pontes curtas

nó	Tabuleiro			P213			P123			P232			P222		
	$\Phi_1$	$\Phi_2$	$\Phi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$
d1	0.110	-0.403	0.709	-0.042	0.696	0.770	-0.036	0.091	1.268	0.063	-0.536	0.777	0.167	-0.536	0.786
d9	0.460	-0.647	0.339	-0.065	0.821	-0.102	0.100	-0.272	0.439	0.398	-0.597	0.351	0.473	-0.597	0.255
d17	0.751	0.000	-0.517	0.191	0.288	-0.662	0.552	-0.711	-0.032	0.824	0.000	-0.387	0.724	0.000	-0.503
d25	0.460	0.647	0.339	0.871	0.031	-0.116	0.777	0.341	-0.004	0.398	0.597	0.351	0.473	0.597	0.255
d33	0.110	0.403	0.709	0.631	-0.006	0.695	0.400	0.775	0.059	0.063	0.536	0.777	0.167	0.536	0.786
$\Phi_i [M] \psi_i \Rightarrow$				0.547	-0.653	0.788	0.839	0.534	0.634	0.992	0.989	0.989	0.998	0.989	0.990
				$R = 0.670$			$R = 0.681$			$R = 0.990$			$R = 0.992$		

Quadro 4.13 – Factores de configuração modal e de regularidade das pontes longas

nó	Tabuleiro			P3332111			P2331312			P2222222		
	$\Phi_1$	$\Phi_2$	$\Phi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$
d1	0.011	-0.051	0.139	0.065	0.288	0.442	0.013	0.023	0.389	0.034	0.096	0.242
d9	0.108	-0.261	0.423	0.311	0.594	0.452	0.235	-0.037	0.633	0.159	0.298	0.441
d17	0.308	-0.508	0.439	0.628	0.363	-0.243	0.665	-0.208	0.329	0.346	0.505	0.367
d25	0.487	-0.416	-0.107	0.611	-0.360	-0.346	0.639	-0.123	-0.508	0.472	0.390	-0.161
d33	0.558	0.000	-0.464	0.315	-0.497	0.362	0.234	0.339	-0.168	0.514	0.000	-0.481
d41	0.487	0.416	-0.107	0.147	-0.248	0.454	0.142	0.837	0.165	0.472	-0.390	-0.161
d49	0.308	0.508	0.439	0.100	-0.166	0.368	0.119	0.335	-0.095	0.346	-0.505	0.367
d57	0.108	0.261	0.423	0.050	-0.090	0.209	0.066	0.106	-0.274	0.159	-0.298	0.441
d65	0.011	0.051	0.139	0.012	-0.025	0.078	0.018	0.036	-0.191	0.034	-0.096	0.242
$\Phi_i [M] \psi_i \Rightarrow$				0.809	-0.408	0.191	0.786	0.713	0.383	0.995	-0.997	0.986
				$R = 0.535$			$R = 0.651$			$R = 0.993$		

É desde logo curioso, reparar em alguns dos índices de regularidade obtidos. Para as pontes curtas, a P222 apresenta maior regularidade do que a P232, ao contrário do que seria expectável, e nas pontes longas, a P2331312 apresenta um comportamento mais regular do que a P3332111, quando a disposição dos pilares da última dá entender o oposto. Tal, pode estar associado à influência da concepção dos encontros como molas, em alternativa aos apoios fixos usados anteriormente, o que altera substancialmente os índices de regularidade determinados.

### 4.3. ANÁLISE PUSHOVER

#### 4.3.1. CURVAS DO COMPORTAMENTO INELÁSTICO

Depois da modelação de cada ponte a estudar, e da definição do caso de carga, é necessário definir a lei do comportamento inelástico a atribuir a cada rótula para se proceder à análise *pushover* no modelo de plasticidade concentrada (SAP2000).

Como demonstrado num dos estudos comparativos apresentado no capítulo anterior, o esforço axial dos pilares das pontes pode influenciar consideravelmente o nível de momento flector atingido pela secção. Como tal, para cada um dos modelos a analisar, foram estabelecidos três a quatro níveis de esforços axiais, para posteriormente, e através do programa BIAx, obter a respectiva lei momentos-curvaturas. No Quadro 4.14 e Quadro 4.15 são apresentados os níveis de esforço axial das pontes para o caso de carga do seu peso próprio total (peso do tabuleiro e dos pilares) calculado com o SAP2000 e o respectivo esforço axial considerado no BIAx.

Quadro 4.14 – Esforços axiais considerados para a definição das leis não-lineares das pontes curtas

Pilar (esquerda p/ direita)	P123		P213		P222		P232	
	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)
P1	10452.9	10000.0	11400.5	11150.0	11148.0	11150.0	11153.5	11150.0
P2	9335.5	9350.0	8649.9	8650.0	9335.1	9350.0	10026.2	10000.0
P3	11842.7	11800.0	11835.3	11800.0	11148.0	11150.0	11153.5	11150.0

Quadro 4.15 – Esforços axiais considerados para a definição das leis não-lineares das pontes longas

Pilar (esquerda p/ direita)	P2222222		P2331312		P3332111	
	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)	N <sub>SAP</sub> (kN)	N <sub>BIAX</sub> (kN)
P1	11074.2	11000.0	11076.5	11000.0	11769.6	11800.0
P2	9632.4	9600.0	10332.9	10000.0	10335.3	10000.0
P3	10021.6	9900.0	10708.6	10000.0	10717.2	10000.0
P4	9892.9	9900.0	9215.1	9200.0	9893.2	10000.0
P5	10021.6	9900.0	10697.9	10000.0	9325.5	9200.0
P6	9632.4	9600.0	8957.7	9200.0	8929.7	9200.0
P7	11074.2	11000.0	11065.8	11000.0	10378.7	10000.0

Todos os pilares apresentam secção transversal constante em altura, como ilustrada na Fig. 4.4, pelo que o esforço axial é o único parâmetro variável. As leis obtidas pelo programa de modelação da secção em fibras (BIAX) podem ser observadas da Fig. 4.10 à Fig. 4.16, assim como as respectivas aproximações que servem de *input* para a realização do *pushover* (definição das coordenadas do ponto B, C, D e E) consultadas no Quadro 4.16 ao Quadro 4.22.

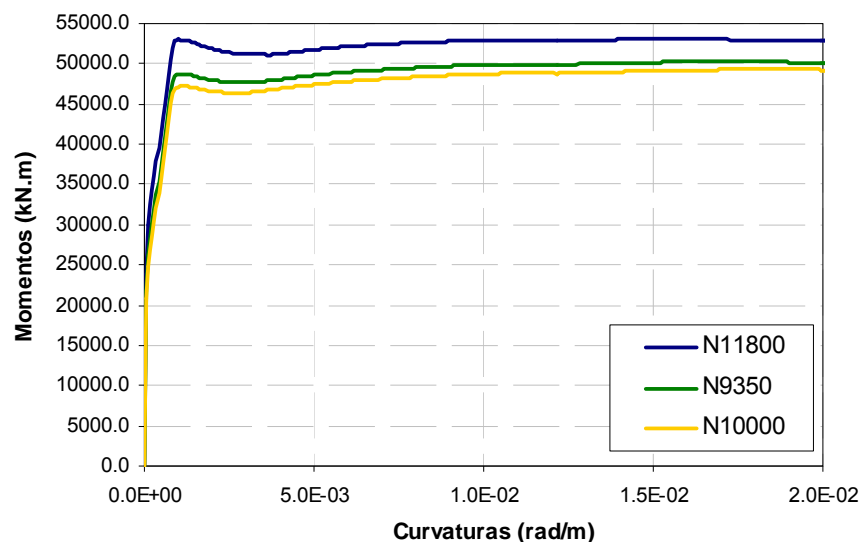


Fig. 4.10 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P123

Quadro 4.16 – Definição das leis de comportamento inelástico da P123

P123									
ponto	N=10000			N=9350			N=11800		
	φ	M	φplást	φ	M	φplást	φ	M	φplást
B	9.000E-05	25000.0	0	1.100E-04	24000.0	0	1.000E-04	28000.0	0
C	9.000E-04	47500.0	8.000E-04	8.900E-04	46000.0	7.800E-04	9.000E-04	51800.0	8.000E-04
D	9.000E-03	49900.0	8.900E-03	1.000E-02	49000.0	9.890E-03	9.000E-03	52800.0	8.900E-03
E	2.000E-02	50300.0	1.990E-02	2.000E-02	49300.0	1.989E-02	2.000E-02	53000.0	1.990E-02

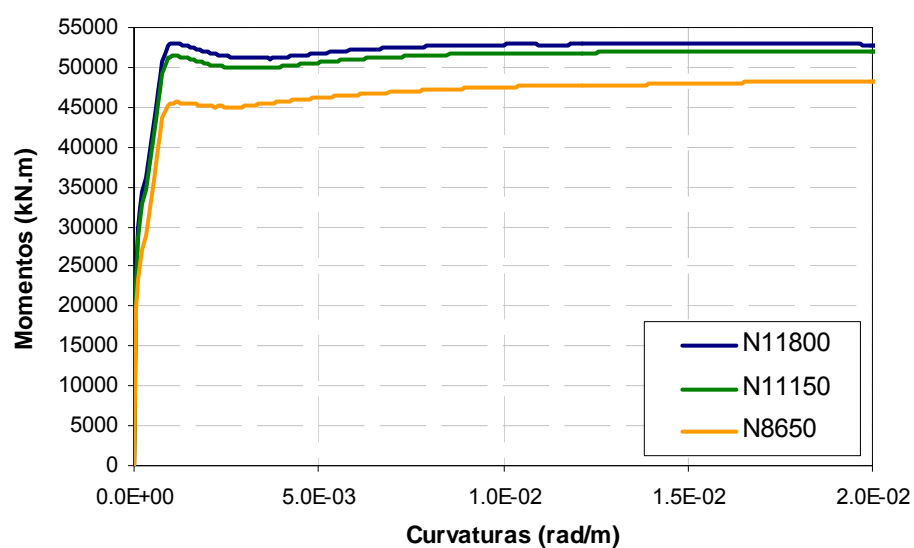


Fig. 4.11 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P123

Quadro 4.17 – Definição das leis de comportamento inelástico da P213

P213									
ponto	N=8650			N=11150			N=11800		
	φ	M	φplást	φ	M	φplást	φ	M	φplást
B	1.000E-04	22000.0	0	1.000E-04	27000.0	0	1.000E-04	28000.0	0
C	9.000E-04	44000.0	8.000E-04	8.800E-04	50000.0	7.800E-04	9.000E-04	51800.0	8.000E-04
D	1.000E-02	47500.0	9.900E-03	9.000E-03	51700.0	8.900E-03	9.000E-03	52800.0	8.900E-03
E	2.000E-02	48300.0	1.990E-02	2.000E-02	52000.0	1.990E-02	2.000E-02	53000.0	1.990E-02

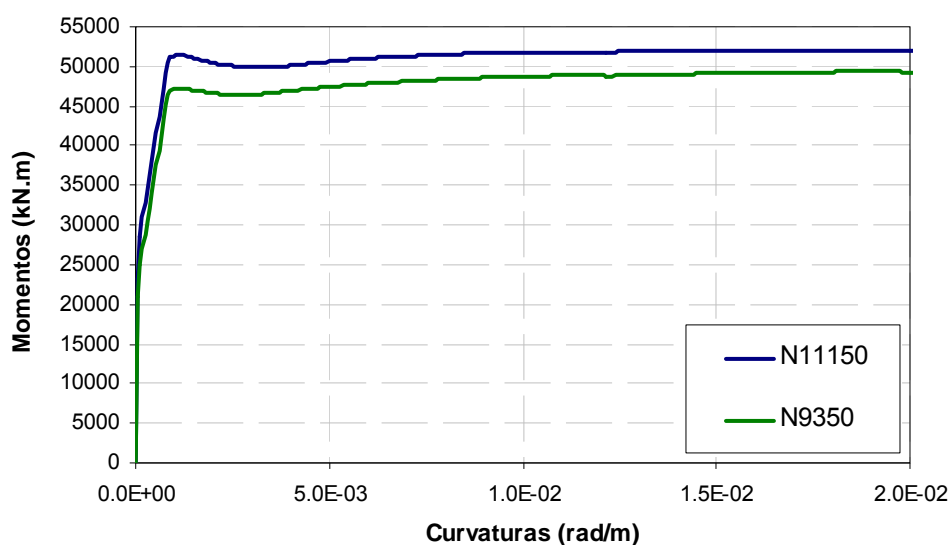


Fig. 4.12 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P222

Quadro 4.18 – Definição das leis de comportamento inelástico da P222

P222						
ponto	N=9350			N=11150		
	$\phi$	M	$\phi_{plást}$	$\phi$	M	$\phi_{plást}$
B	1.100E-04	24000.0	0	1.000E-04	27000.0	0
C	8.900E-04	46000.0	7.800E-04	8.800E-04	50000.0	7.800E-04
D	1.000E-02	49000.0	9.890E-03	9.000E-03	51700.0	8.900E-03
E	2.000E-02	49300.0	1.989E-02	2.000E-02	52000.0	1.990E-02

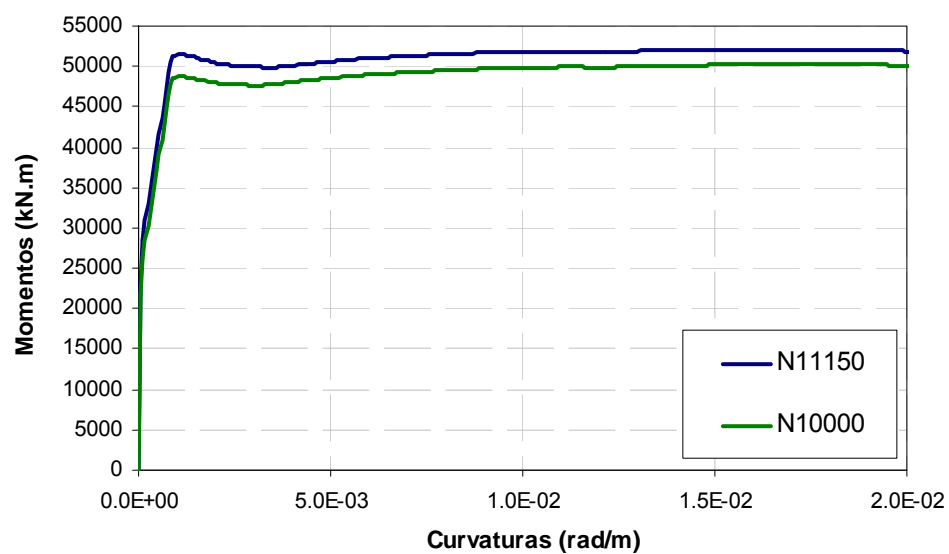


Fig. 4.13 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P232

Quadro 4.19 – Definição das leis de comportamento inelástico da P232

P232						
ponto	N=10000			N=11150		
	$\phi$	M	$\phi_{plást}$	$\phi$	M	$\phi_{plást}$
B	9.000E-05	25000.0	0	1.000E-04	27000.0	0
C	9.000E-04	47500.0	8.100E-04	8.800E-04	50000.0	7.800E-04
D	9.000E-03	49900.0	8.910E-03	9.000E-03	51700.0	8.900E-03
E	2.000E-02	50300.0	1.991E-02	2.000E-02	52000.0	1.990E-02

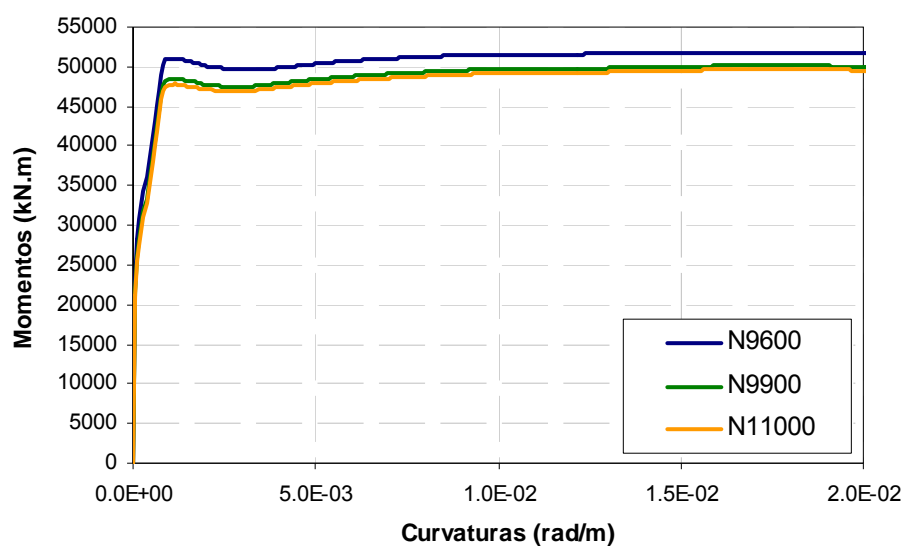


Fig. 4.14 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P2222222

Quadro 4.20 – Definição das leis de comportamento inelástico da P2222222

P2222222									
ponto	N=9600			N=9900			N=11000		
	$\phi$	M	$\phi_{plást}$	$\phi$	M	$\phi_{plást}$	$\phi$	M	$\phi_{plást}$
B	9.000E-05	23500.0	0	8.500E-05	24000.0	0	9.000E-05	26000.0	0
C	9.000E-04	47000.0	8.100E-04	9.000E-04	47500.0	8.150E-04	9.000E-04	50000.0	8.100E-04
D	9.000E-03	49000.0	8.910E-03	9.000E-03	49500.0	8.915E-03	9.000E-03	51500.0	8.910E-03
E	2.000E-02	49800.0	1.991E-02	2.000E-02	50200.0	1.992E-02	2.000E-02	51700.0	1.991E-02

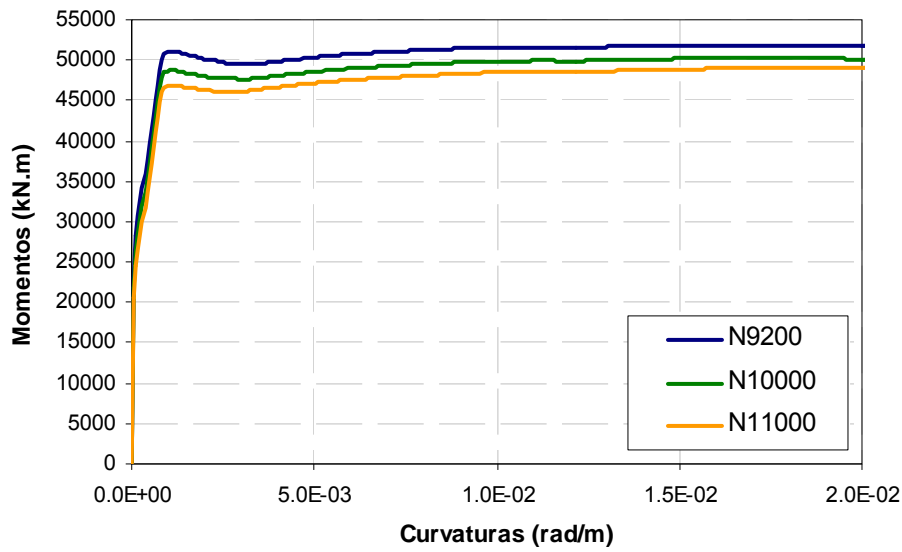


Fig. 4.15 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P2331312

Quadro 4.21 – Definição das leis de comportamento inelástico da P2331312

P2331312									
ponto	N=9200			N=10000			N=11000		
	$\phi$	M	$\phi_{plást}$	$\phi$	M	$\phi_{plást}$	$\phi$	M	$\phi_{plást}$
B	8.500E-05	22000.0	0	9.000E-05	25000.0	0	9.000E-05	26000.0	0
C	9.000E-04	46000.0	8.150E-04	9.000E-04	47500.0	8.100E-04	9.000E-04	50000.0	8.100E-04
D	9.000E-03	48500.0	8.915E-03	9.000E-03	49900.0	8.910E-03	9.000E-03	51500.0	8.910E-03
E	2.000E-02	49000.0	1.992E-02	2.000E-02	50300.0	1.991E-02	2.000E-02	51700.0	1.991E-02

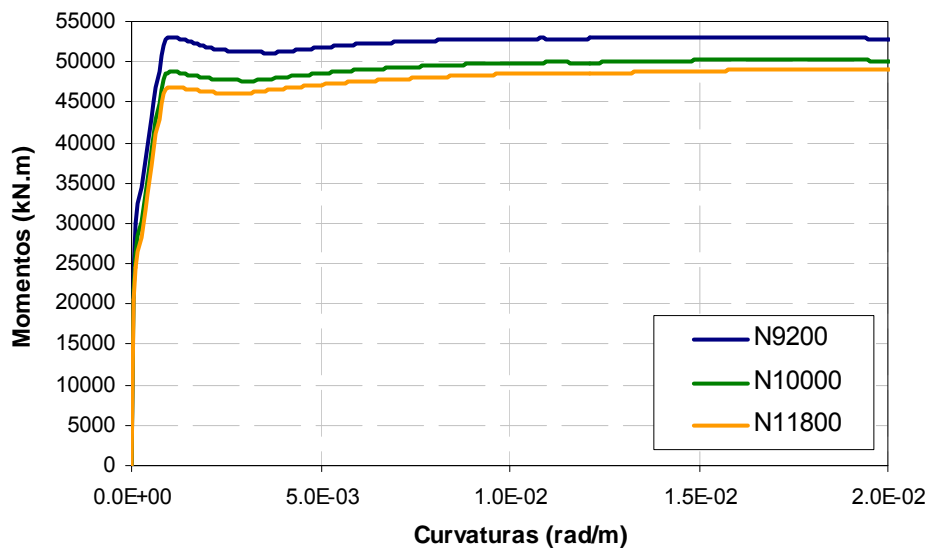


Fig. 4.16 – Leis de comportamento inelástico para os pilares da P3332111

Quadro 4.22 – Definição das leis de comportamento inelástico da P3332111

P3332111									
ponto	N=9200			N=10000			N=11800		
	φ	M	φplást	φ	M	φplást	φ	M	φplást
B	8.000E-05	20000.0	0	9.000E-05	24000.0	0	9.000E-05	28000.0	0
C	9.000E-04	46000.0	8.200E-04	8.500E-04	47500.0	7.600E-04	9.000E-04	51800.0	8.100E-04
D	9.000E-03	48500.0	8.920E-03	9.000E-03	49700.0	8.910E-03	9.000E-03	52800.0	8.910E-03
E	2.000E-02	49000.0	1.992E-02	2.000E-02	50300.0	1.991E-02	2.000E-02	53000.0	1.991E-02

Como referido anteriormente, para os modelos do programa de plasticidade concentrada a rótula é considerada na base dos pilares e com um comprimento que varia em função da altura do pilar (equação 3.6). Foi utilizada a equação 3.6 por resultar em valores intermédios do comprimento de rótula de entre as equações estudadas. Assim, os diferentes comprimentos de rótula  $l_p$ , obtidos em função da altura do pilar  $h$ , são os apresentados no Quadro 4.23.

Quadro 4.23 – Comprimentos de rótula plástica utilizados nos modelos

$\Phi A_{sl}$ (mm)	$h$ (m)	$l_p$ (m)
20	7.0	0.68
20	14.0	1.24
20	21.0	1.80

#### 4.3.2. CURVAS DE CAPACIDADE

Para a análise estática não-linear, análise *pushover*, são realizadas as análises de cada uma das pontes para diferentes casos de carga lateral em função da deformada do tabuleiro admitida (modal ou uniforme), e em função do nó de controlo utilizado (nó central do tabuleiro ou o de máximo deslocamento modal). Em ambos os programas, as análises foram realizadas com um deslocamento alvo de 0,75m do nó de controlo em 750 *steps* e com um deslocamento alvo de 1,50m do nó de controlo em 1500 *steps* (incrementos de 0.001m), respectivamente, para as pontes curtas e longas.

Como resultado imediato das análises *pushover*, são obtidas as curvas de capacidade do sistema estrutural, ou curvas *pushover* (Fig. 4.17 à Fig. 4.27), que relacionam o corte basal com o deslocamento do nó de controlo.



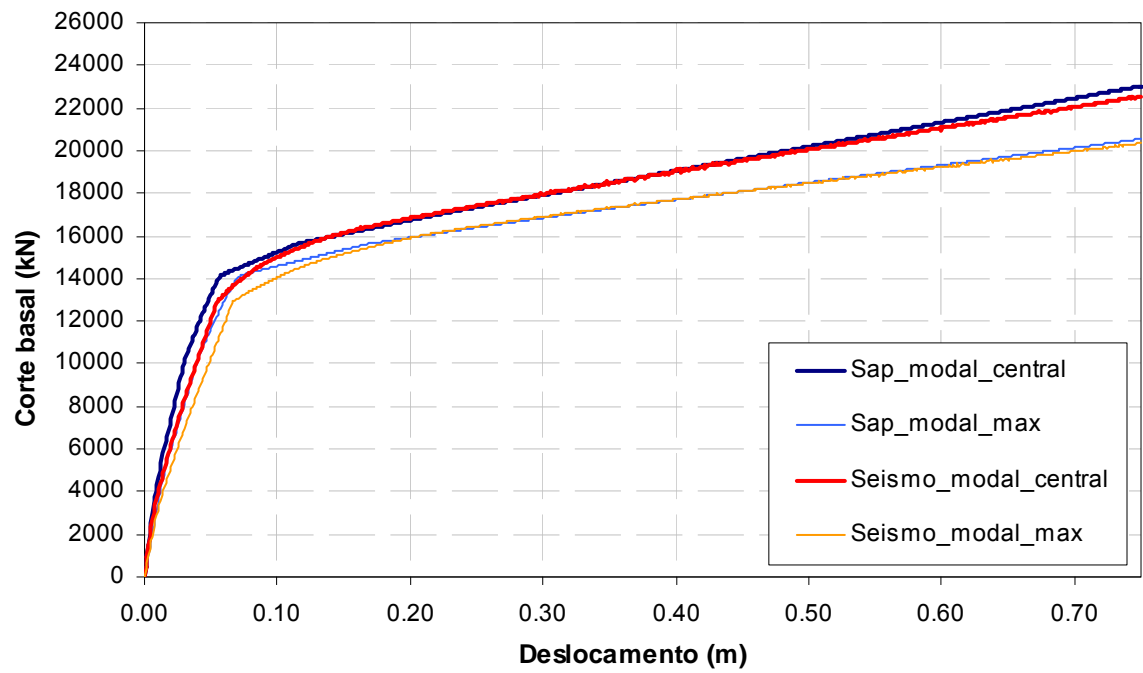


Fig. 4.17 – Curvas de capacidade da P123 para o caso de carga modal

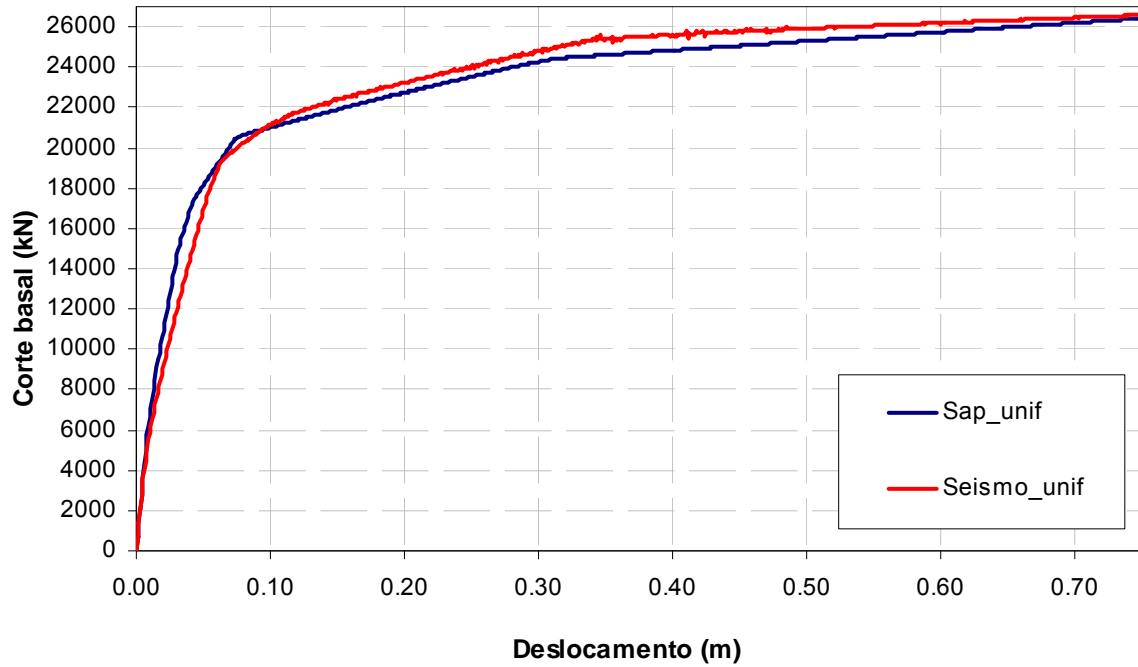
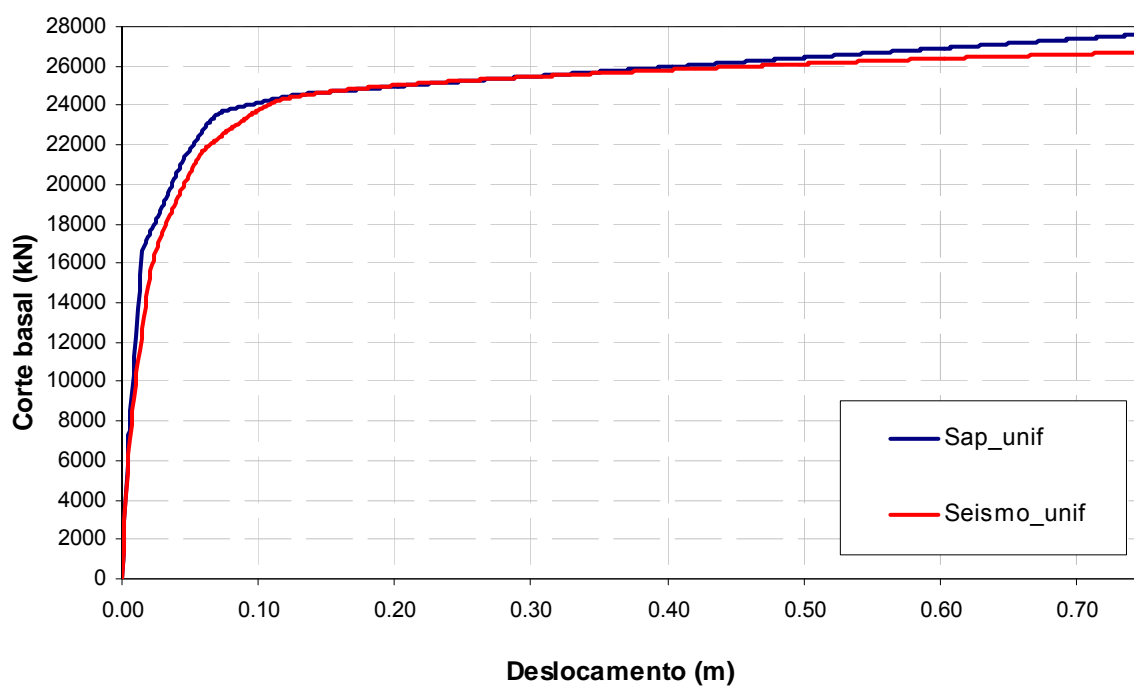
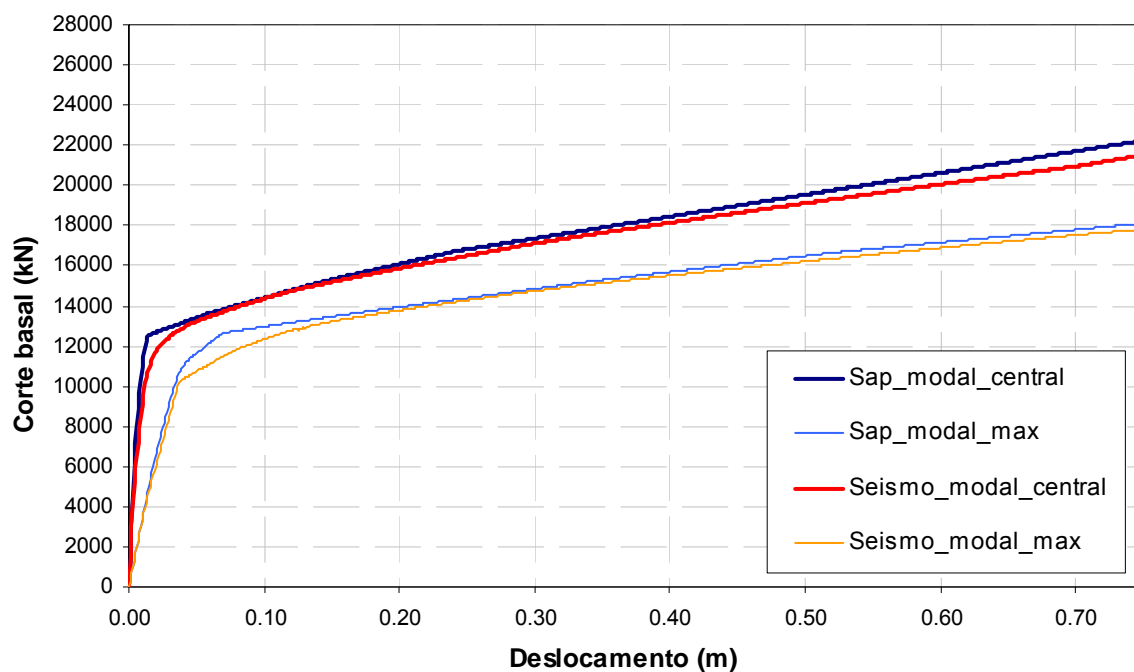


Fig. 4.18 – Curvas de capacidade da P123 para o caso de carga uniforme



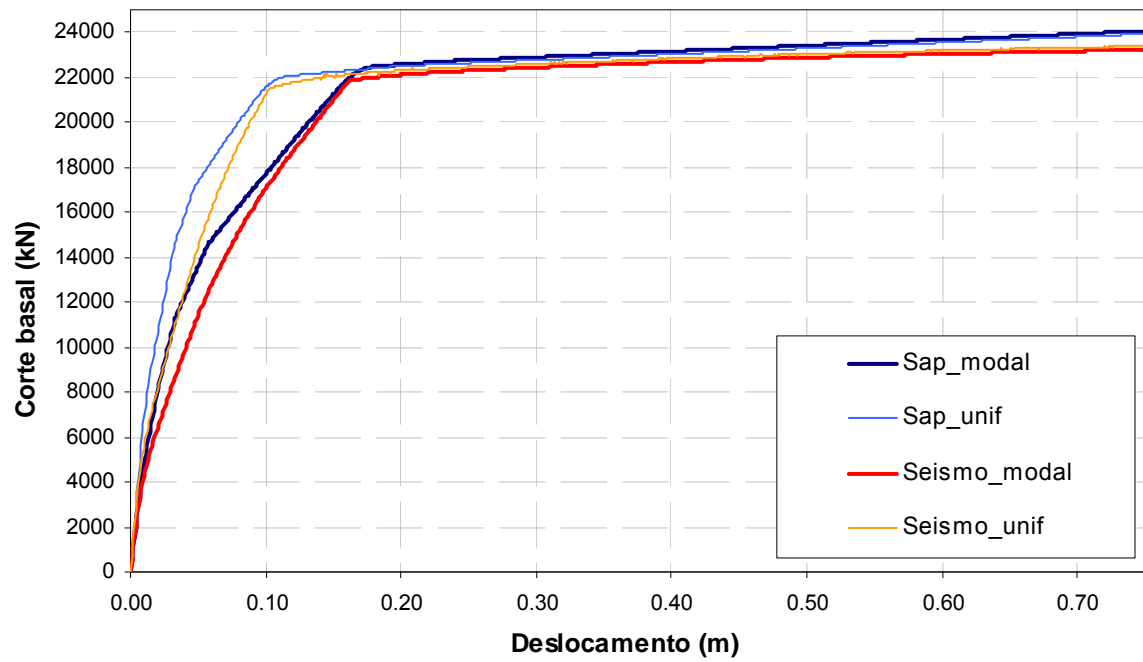


Fig. 4.21 – Curvas de capacidade da P222 para o caso de carga modal e uniforme

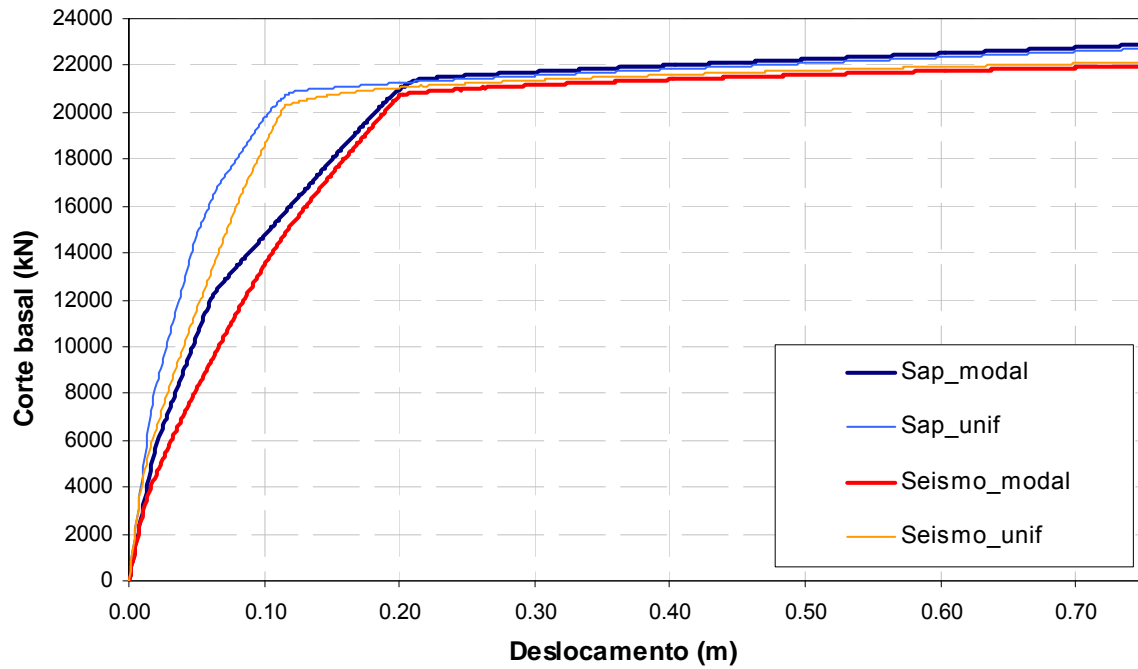
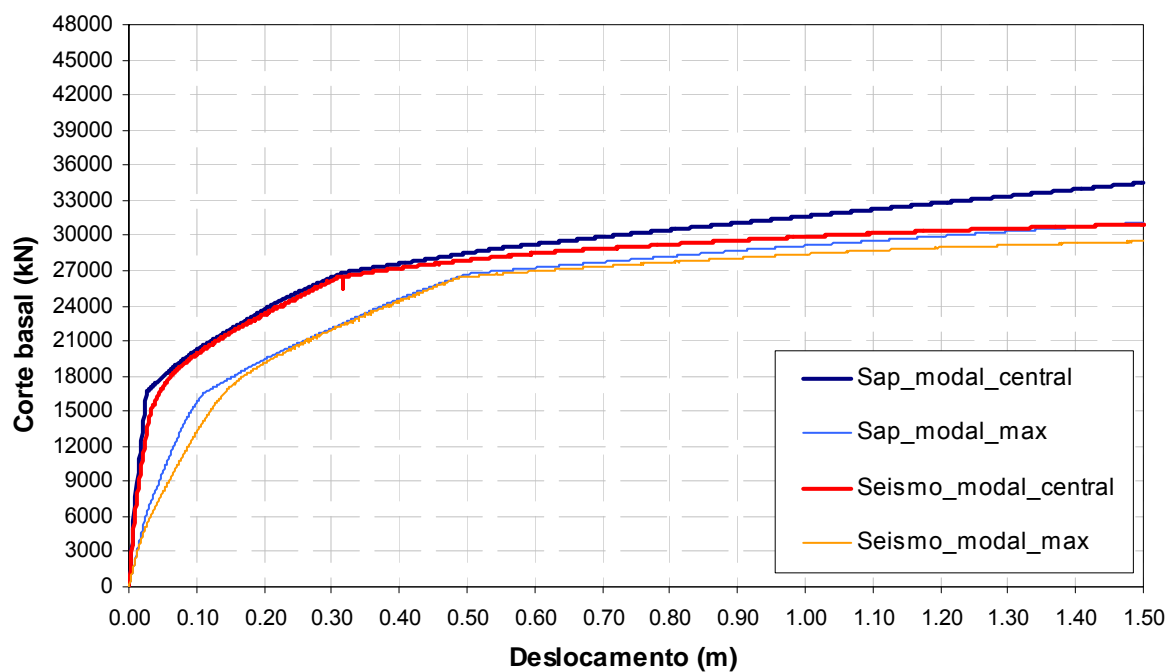
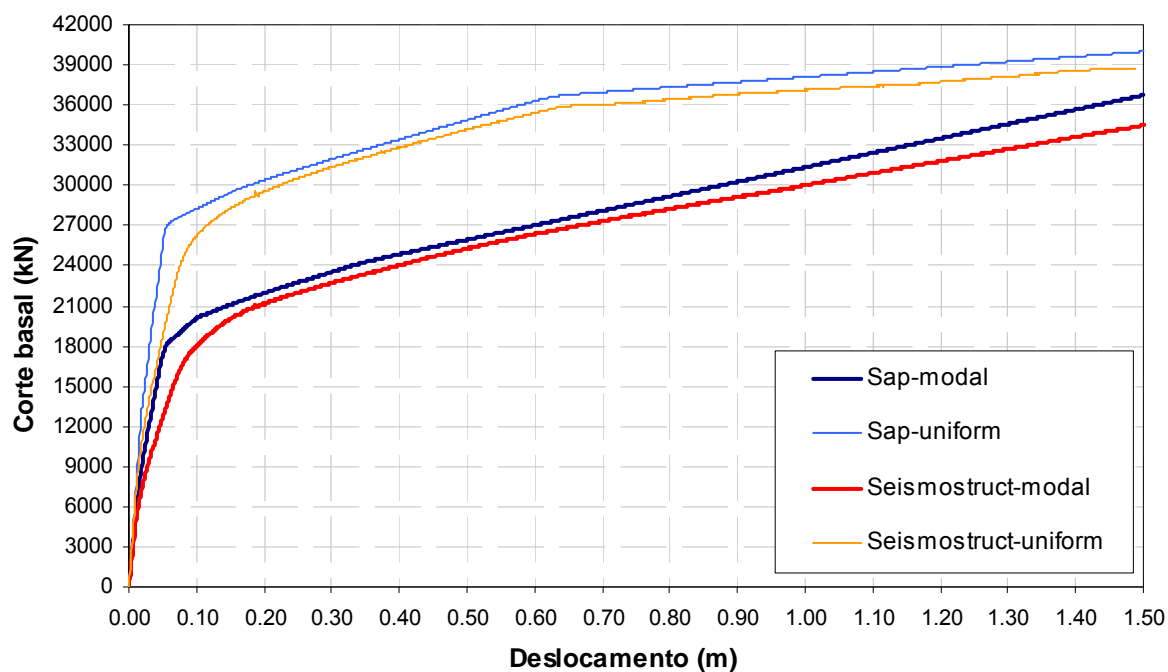
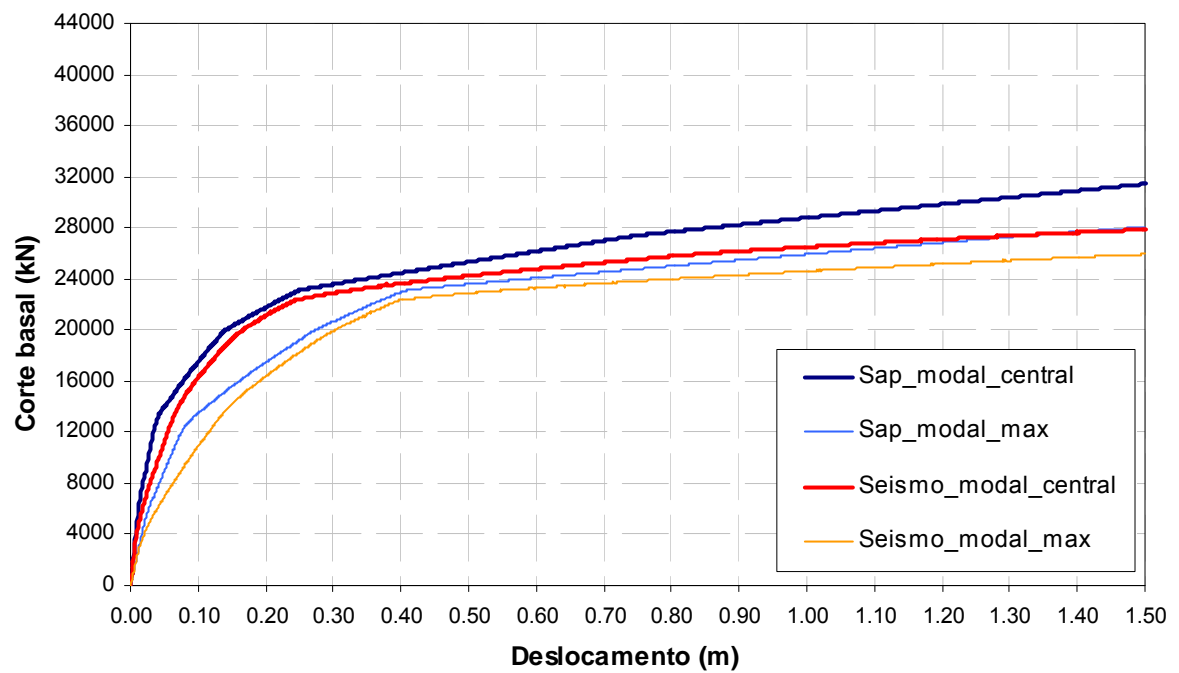
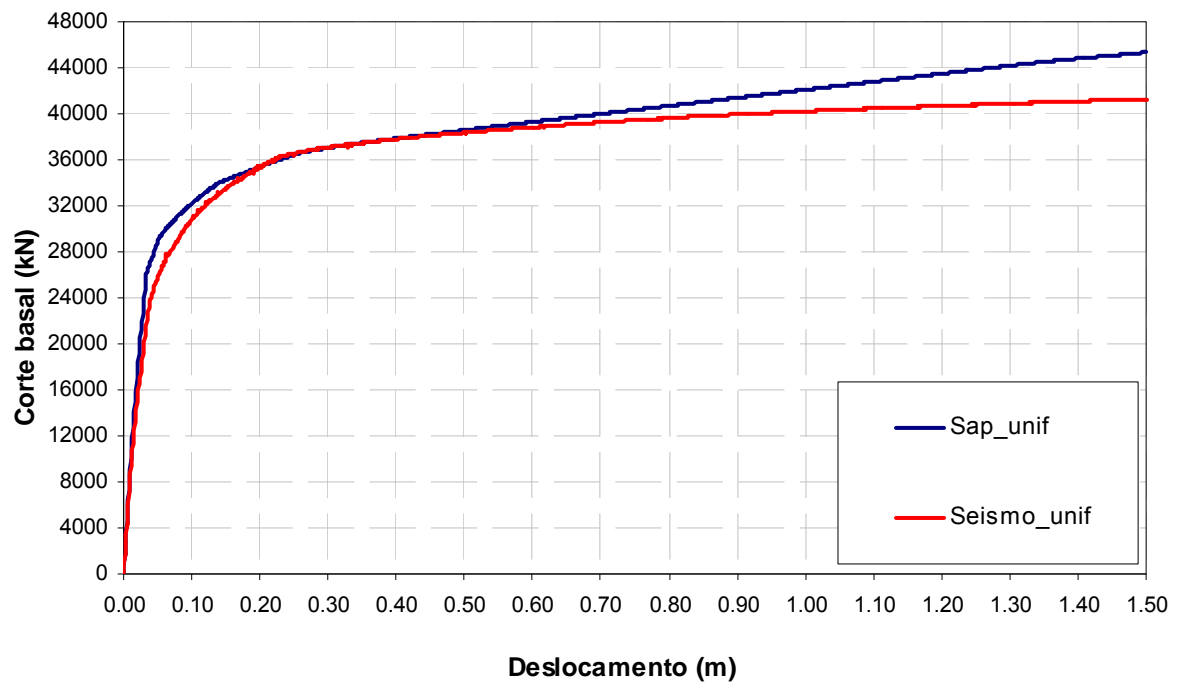


Fig. 4.22 – Curvas de capacidade da P232 para o caso de carga modal e uniforme





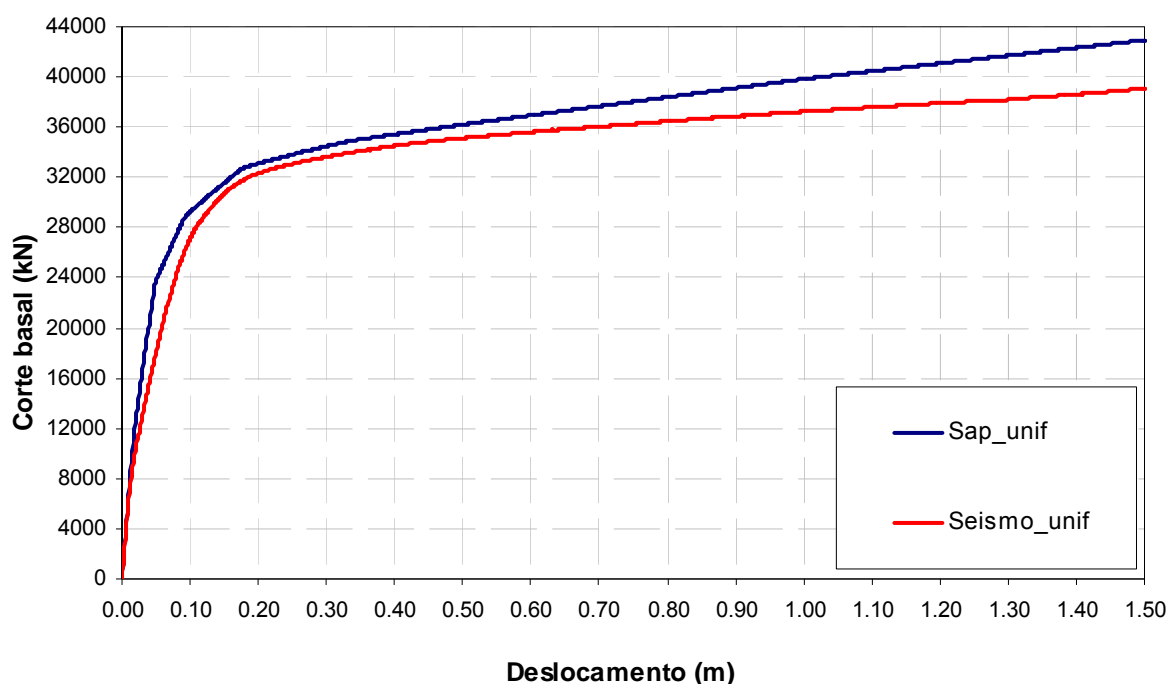


Fig. 4.27 – Curvas de capacidade da P3332111 para o caso de carga uniforme

Como se pode observar, as curvas de capacidade, para a mesma carga horizontal e nó de controlo, não variam muito em função da metodologia utilizada, rótula concentrada ou plasticidade distribuída, nomeadamente ao nível do esforço máximo do sistema. Nas pontes longas essas diferenças são sempre mais significativas do que nas curtas, acentuando-se quanto mais se entra no domínio do comportamento inelástico da estrutura, sendo este efeito particularmente visível nas pontes longas mais irregulares (P2331312 e P3332111). Em algumas curvas é também visível uma ligeira diferença na zona antes da plastificação, o que é concordante com a ligeira diferença obtida para as mesmas zonas nas leis do comportamento inelástico apresentadas no estudo comparativo do capítulo 3 entre BIAx e SEISMOSTRUCT.

#### 4.3.3. TEMPO DE REALIZAÇÃO DA ANÁLISE

Outro assunto que sobressai quando se procede à realização da análise *pushover* através das duas metodologias distintas em estudo, plasticidade concentrada ou distribuída, é o tempo de execução distinto entre os dois programas, como ilustra o Quadro 4.24.

Quadro 4.24 – Tempo de realização da análise *pushover*

Tempo médio de análise (min)					
Tipologia	nº Steps	Sap2000	Seismostruct		
			200 fibras	300 fibras	400 fibras
Pontes curtas	750	1.0	1.6	1.8	2.0
Pontes longas	1500	3.0	18.0	19.5	21.0

Como esperado, a análise *pushover* segundo o modelo de plasticidade distribuída (SEISMOSTRUCT) requer um maior esforço computacional para a resolução numérica da análise, o que resulta num tempo de análise mais longo do que nos modelos de rótula plástica concentrada. Essa diferença acentua-se quando a secção é discretizada num maior número de fibras ou quando os sistemas estruturais a analisar têm um maior número de elementos com comportamento inelástico (grau de hiperestaticidade). Por exemplo, para as pontes longas, o tempo de análise segundo o modelo discretizado entre 200 e 400 fibras chega a ser, respectivamente, seis a sete vezes superior ao dispendido com o modelo de rótula plástica concentrada correspondente. Para estruturas mais elaboradas e com maior número de elementos, esta diferença tenderá obviamente a acentuar-se.

#### 4.3.4. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO NO EC8

Para utilizar esta ferramenta na análise sísmica de pontes, é necessário cruzar a informação obtida do *pushover* (curva de capacidade) com a acção sísmica a considerar (espectros suavizados de acelerações e deslocamentos). Assim, para obter o espectro regulamentar suavizado que a aplicação do método requer, foi determinado segundo o NEHRP (SAC Joint Venture, 1997), o espectro elástico equivalente à mediana dos 10 espectros de intensidade 1.0 mencionados na introdução deste capítulo (Fig. 4.2). O respectivo espectro suavizado foi posteriormente escalado para as 6 diferentes intensidades estudadas, como ilustra a Fig. 4.28.

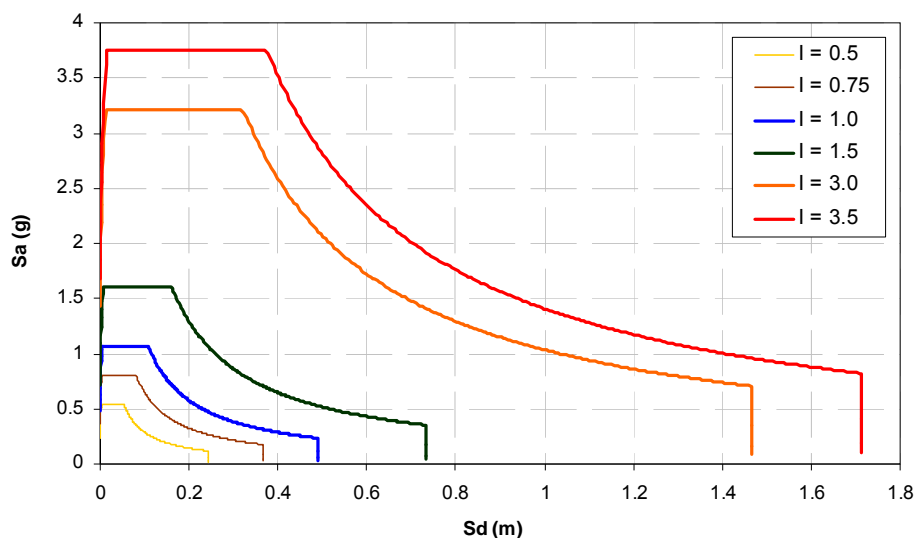


Fig. 4.28 – Espectros elásticos escalados para as 6 intensidades da acção sísmica no formato AD

Pretende-se então, seguir a metodologia proposta no EC8 enunciada em detalhe no capítulo 2, que consiste essencialmente em executar uma série de passos que fornecem o deslocamento do nó de controlo para a acção sísmica considerada.

Deste modo, para cada uma das curvas *pushover* obtidas, procedeu-se à aplicação do método referido para as 6 intensidades consideradas (0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 3.0 e 3.5), obtendo assim deformações do nó de controlo que correspondem a 6 instantes distintos da resposta sísmica da estrutura.

Para melhor compreensão da aplicação prática do método, apresentam-se, neste ponto, um resumo dos passos sequenciais da sua aplicação a realizar para cada intensidade da acção sísmica ou curva de

capacidade. Neste caso, é demonstrada a sequência de aplicação do método para o sismo de intensidade 1.0 na ponte P213, com deformada do tabuleiro proporcional ao 1º modo, e controlando o nó de máximo deslocamento modal:

- i. O primeiro passo consiste na determinação do factor de transformação da ponte  $\Gamma$ , que depende da configuração do 1º modo transversal e da massa do sistema (Quadro 4.25).

Quadro 4.25 – Determinação do factor de transformação

Factor de transformação		
$m_i \Phi_i$	$m_i \Phi_i^2$	$\Gamma$
1304.97	1141.80	1.14

- ii. O segundo passo consiste na transformação da curva de capacidade obtida pela análise *pushover* do sistema estrutural da ponte MDOF, para o sistema de um grau de liberdade SDOF equivalente no formato AD (Fig. 4.29).

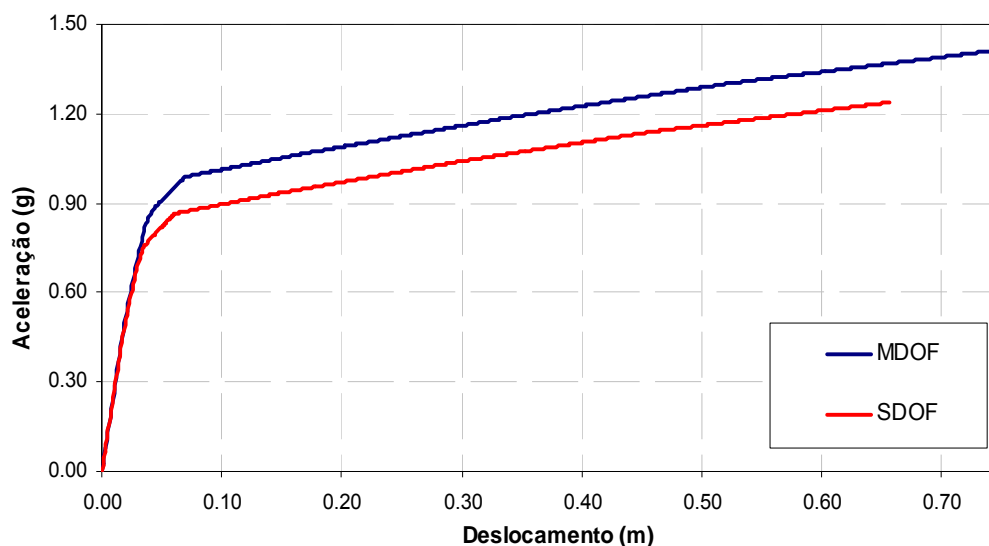


Fig. 4.29 – Curva de capacidade do SDOF equivalente no formato AD

- iii. Em terceiro, realiza-se a bilinearização da curva obtida no passo anterior por igualdade de áreas (Fig. 4.30), seguindo-se a aplicação das formulações matemáticas do método que dependem do espectro considerado e das características do SDOF bilinearizado. Neste trabalho foi implementado um algoritmo que utiliza o processo opcional iterativo de aplicação do método, que resulta na afinação da bilinear até o deslocamento final não apresentar variações significativas entre duas iterações consecutivas como ilustra a Fig. 4.31.



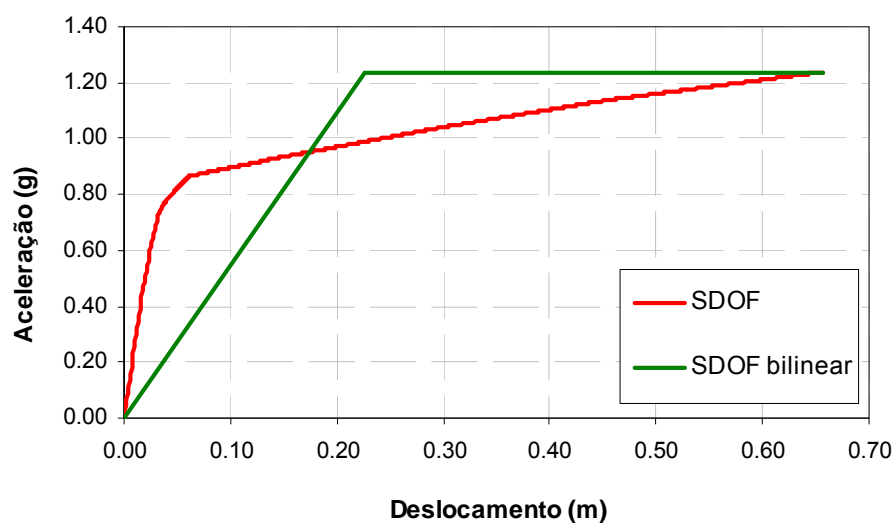


Fig. 4.30 – Aproximação bilinear à curva SDOF

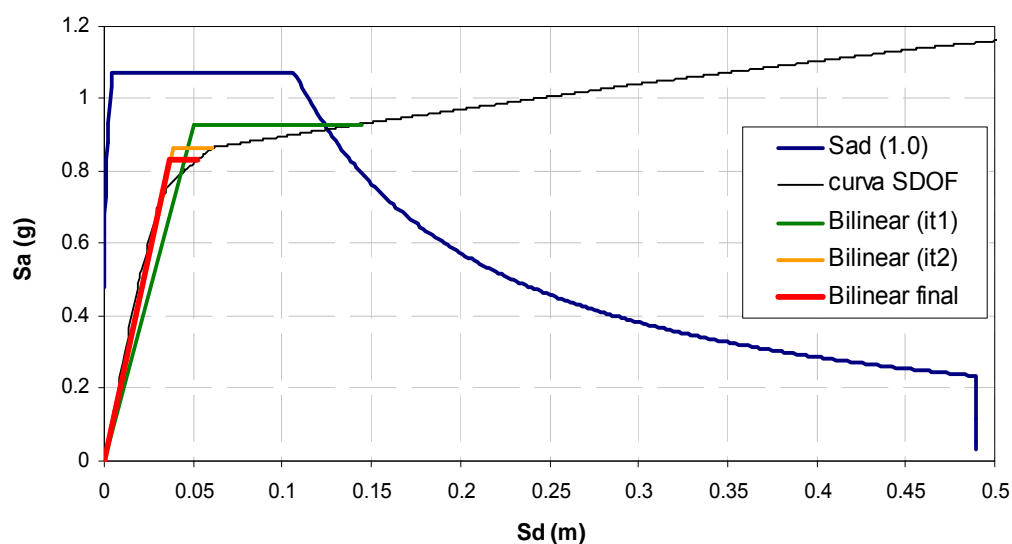


Fig. 4.31 – Processo iterativo de resolução do método que acerta o deslocamento final da bilinear do sistema SDOF equivalente

- iv. Por último, com o deslocamento final obtido do processo iterativo para o SDOF equivalente  $d_t^*$ , retorna-se ao sistema global da ponte (MDOF). O deslocamento obtido pela sequência destes passos representa o deslocamento do nó de controlo  $d_t$ , na análise *pushover* para a acção sísmica definida (Quadro 4.26), a que corresponde o instante (*step* da análise) onde se pretende conhecer os parâmetros da resposta sísmica da ponte.

Quadro 4.26 – Deslocamento do nó de controlo para a acção sísmica definida

$d_t^*$ (m)	$\Gamma$	$d_t$ (m)
0.034	1.140	0.038

#### 4.3.5. PARÂMETROS DA RESPOSTA

No estudo paramétrico implementado pretende-se fundamentalmente comparar os diferentes parâmetros de resposta de cada uma das pontes, em função da intensidade sísmica considerada, do tipo de análise *pushover* aplicada (diferentes variantes mencionadas) e do índice de regularidade das pontes, para as duas metodologias abordadas, plasticidade concentrada ou distribuída.

Os resultados são apresentados para diferentes parâmetros da resposta, como a configuração da deformada (deslocamento do nó de controlo e restantes nós do tabuleiro), momentos flectores do tabuleiro e esforços de corte nos pilares e encontros.

Para estudar a resposta sísmica de cada uma das pontes, foram controlados os nós à face inferior do tabuleiro (deslocamentos do tabuleiro), os nós do tabuleiro em correspondência aos pilares da ponte (momentos do tabuleiro), os nós da base dos pilares (corte dos pilares), nós dos encontros à esquerda e direita da ponte (corte nos encontros). Utilizando os valores máximos ou médios do conjunto de elementos controlados para cada um dos parâmetros a analisar, a relação entre os resultados das duas metodologias de análise é apresentada como o quociente entre o valor obtido com SAP2000 e com SEISMOSTRUCT.

Este quociente, denominado de BI (*bridge index*), é calculado para o parâmetro geral  $\Delta$ , na posição  $i$ , segundo a equação 4.2, e representa o grau de aproximação da análise *pushover* com rótula plástica à realizada com modelo de fibras; quando a aproximação é perfeita BI é igual à unidade. Como referido anteriormente, o parâmetro  $\Delta_i$ , é para cada uma das análises determinado de duas formas distintas, utilizando os respectivos valores máximos (4.3), ou médios (4.4). Esta relação permite uma percepção imediata da relação entre as análises para as diferentes variantes em estudo.

$$BI = \frac{\bar{\Delta}_{i,Push\ SAP}}{\bar{\Delta}_{i,Push\ SEISMO}} \quad (4.2)$$

$$\bar{\Delta}_{i,Push\ Máx} = \text{máximo}[\Delta_{i,Push}] \quad (4.3)$$

$$\bar{\Delta}_{i,Push\ Méd} = \text{média}[\Delta_{i,Push}] \quad (4.4)$$

Apresentam-se nas figuras seguintes (Fig. 4.32 à Fig. 4.66) os BI de cada ponte em função da intensidade sísmica considerada para cada uma das diferentes análises *pushover*, assim como os respectivos comentários aos resultados obtidos.

## 4.3.5.1. Coeficientes BI (máximos e médios) relativos às pontes curtas

Na Fig. 4.32 à Fig. 4.36 apresentam-se os resultados relativos à ponte P123 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

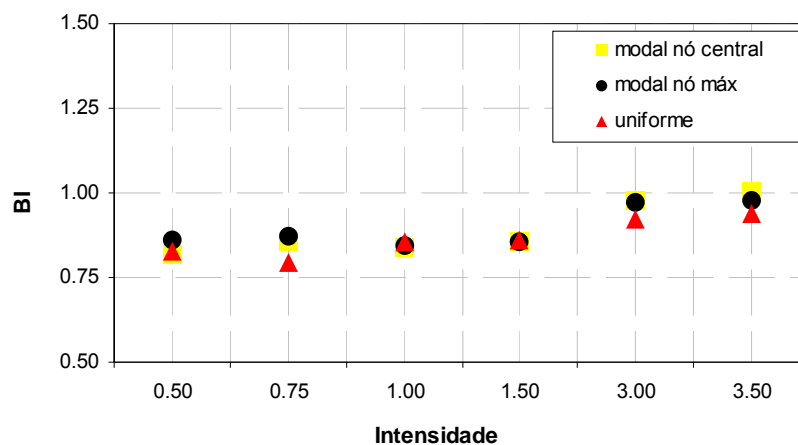


Fig. 4.32 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P123

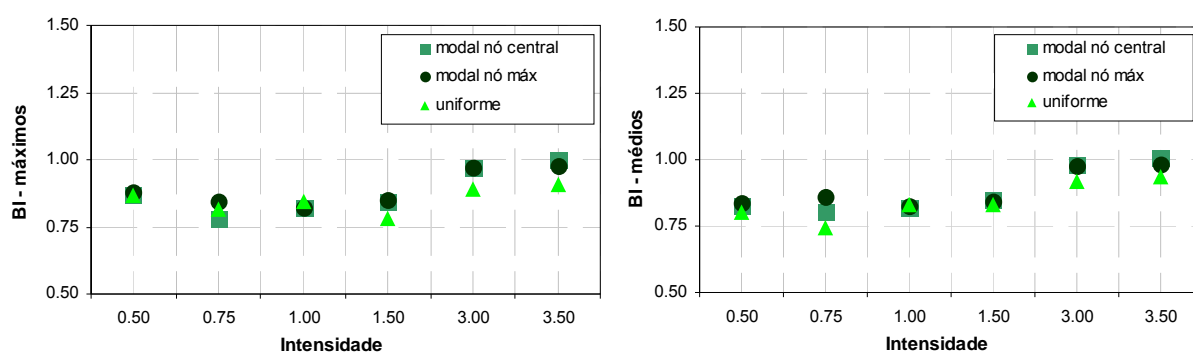


Fig. 4.33 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P123

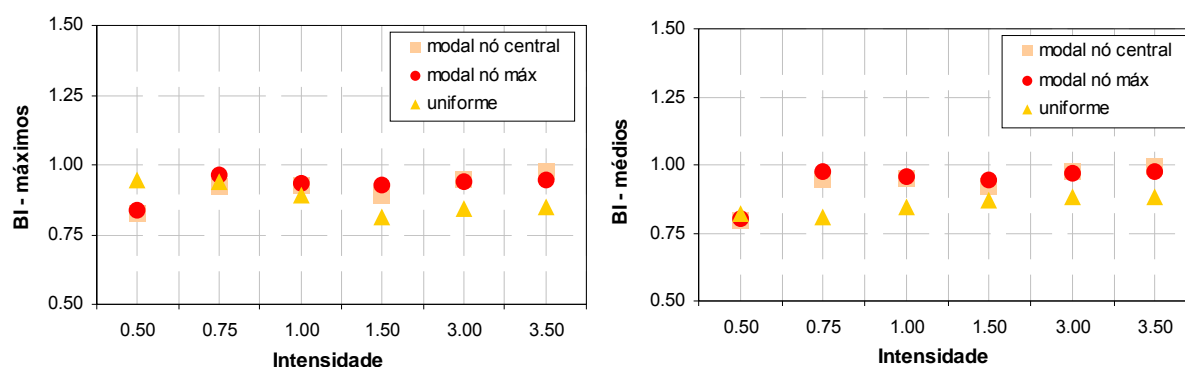


Fig. 4.34 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os momentos do tabuleiro da P123

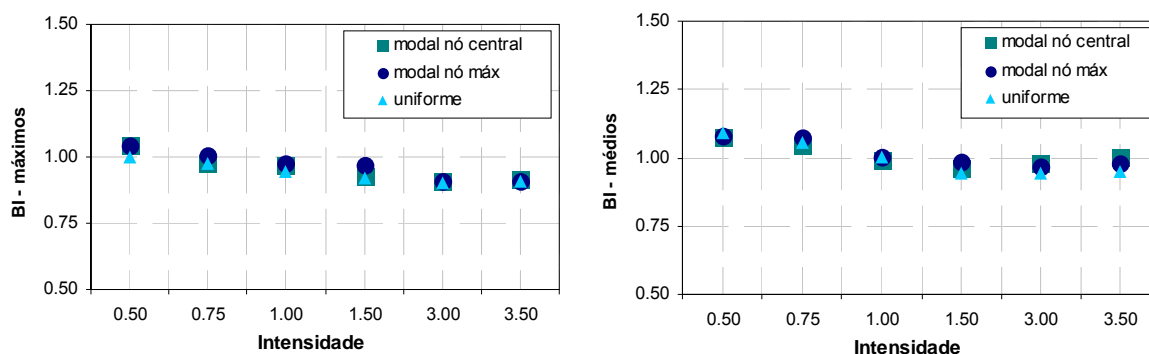


Fig. 4.35 – BI com valores máximos (esquerda) e médios (direita) para o corte nos pilares da P123

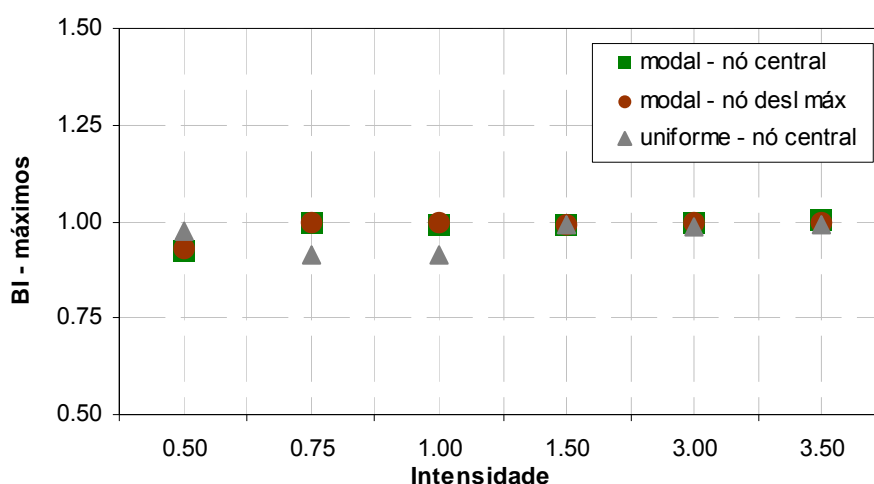


Fig. 4.36 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P123

Analisando os resultados apresentados nas figuras pode concluir-se que:

- Em geral, o caso de carga modal resulta em melhores aproximações entre os dois programas do que o caso de carga uniforme;
- Para o caso de carga modal, a utilização do nó central ou de máximo deslocamento modal para nó de controlo não influencia os BI obtidos;
- Obtém-se melhor aproximação entre as duas metodologias à medida que a intensidade sísmica aumenta, em que se explora uma maior não linearidade, nomeadamente para os dois níveis mais elevados (3.0 e 3.5), onde os BI médios são praticamente 1 para todos os parâmetros em estudo;
- Os deslocamentos do tabuleiro obtidos pelo modelo de rótula plástica são em geral inferiores aos obtidos pelo modelo de fibras, esbatendo-se as diferenças quando se aumenta a intensidade sísmica;
- Os momentos flectores do tabuleiro, no caso de carga modal, são semelhantes entre as duas metodologias, com discrepâncias pontuais para o nível de intensidade sísmica mais reduzido (0.5), a que correspondem esforços reduzidos nos nós onde se realizaram as medições e, portanto, sem significado;

- vi. Os esforços de corte nos pilares são superiores com o modelo de rótula plástica, porém, à medida que a intensidade aumenta, este parâmetro tende a aproximar-se entre as duas metodologias;
- vii. As estimativas de corte nos encontros são semelhantes para as duas metodologias.

Na Fig. 4.37 à Fig. 4.41 apresentam-se os resultados relativos à ponte P213 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

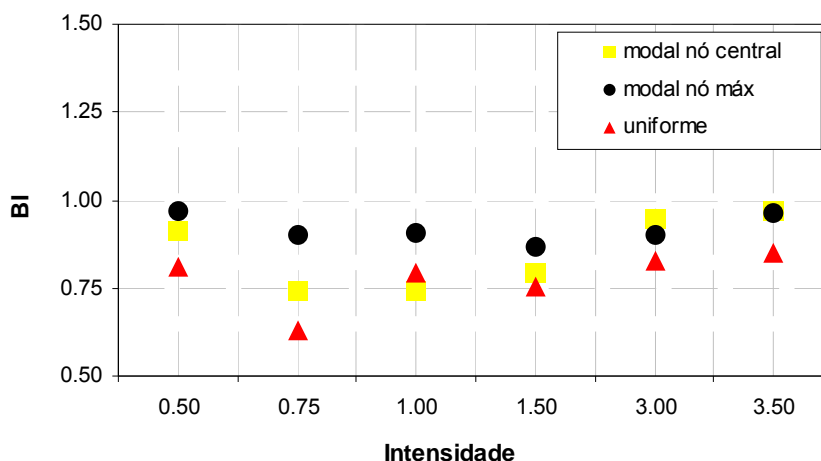


Fig. 4.37 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P213

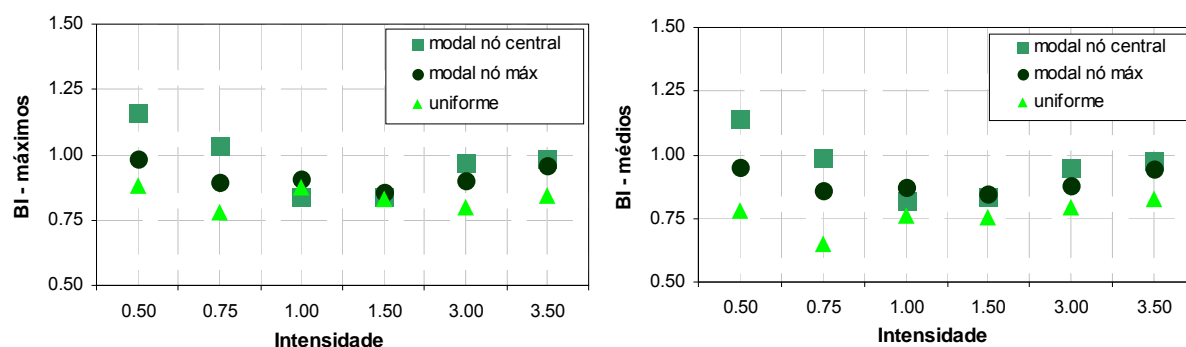


Fig. 4.38 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P213

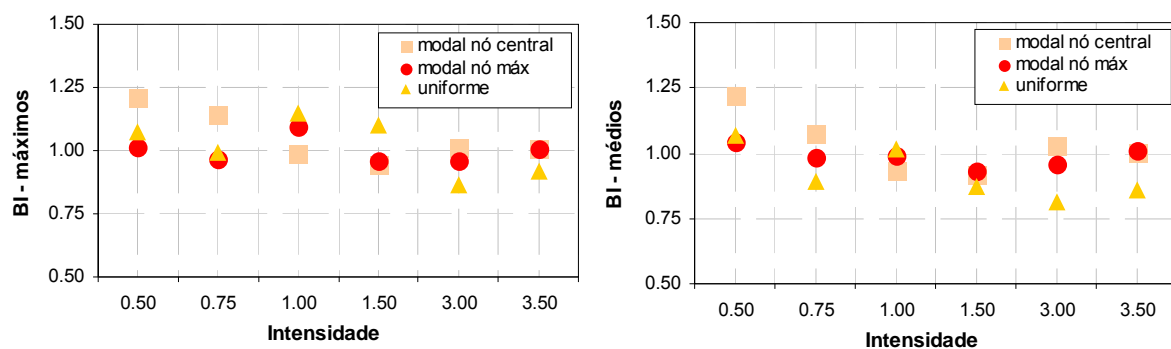


Fig. 4.39 – BI com valores máximos (esquerda) e médios (direita) para os momentos do tabuleiro da P213

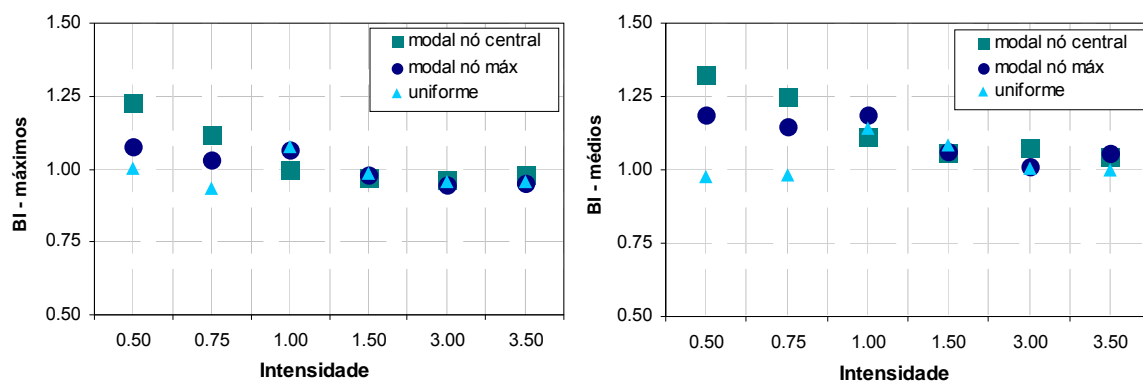


Fig. 4.40 – BI com valores máximos (esquerda) e médios (direita) para o corte nos pilares da P213

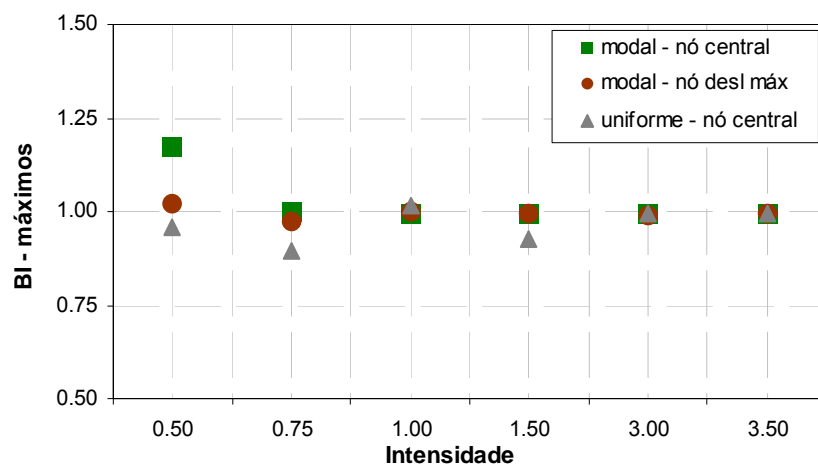


Fig. 4.41 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P213

Analisando os resultados apresentados nas figuras anteriores, pode concluir-se que:

- i. Em geral, o caso de carga modal controlando o nó de máximo deslocamento, resulta em melhores aproximações entre os dois programas do que os restantes casos de carga;
- ii. O caso de carga modal controlando o nó central vai apresentando melhores aproximações das metodologias à medida que a intensidade sísmica aumenta, ou seja, em que se explora uma maior não linearidade, nomeadamente para os dois níveis mais elevados (3.0 e 3.5), onde os BI são próximos de 1 para todos os parâmetros;
- iii. O caso de carga uniforme é o que comporta maiores diferenças entre as duas metodologias. No entanto, para os esforços de corte nos pilares e encontros este caso de carga resulta em boas aproximações entre os modelos de rótula plástica concentrada e de fibras;
- iv. Os deslocamentos para o caso de carga modal e nó central, apresentam melhores aproximações entre as duas metodologias para as intensidades sísmicas reduzidas (0.5 e 0.75) ou elevadas (3.0 e 3.5). Para a estimativa dos deslocamentos o caso de carga uniforme difere consideravelmente entre os dois modelos;
- v. Os momentos flectores do tabuleiro segundo o caso de carga modal, utilizando como nó de controlo o nó de máximo deslocamento modal, são semelhantes entre as duas metodologias;
- vi. Os esforços de corte nos pilares são superiores com o modelo de rótula plástica, porém, à medida que a intensidade aumenta, este parâmetro tende a aproximar-se entre as duas metodologias. O caso de carga uniforme resulta em boas aproximações mesmo para intensidades reduzidas (0.50, 0.75);
- vii. As estimativas de corte nos encontros são semelhantes para as duas metodologias, notando-se uma discrepância pontual para a intensidade de 0.5, que se deve aos esforços reduzidos dos encontros.

Na Fig. 4.42 à Fig. 4.46 apresentam-se os resultados relativos à ponte P222 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

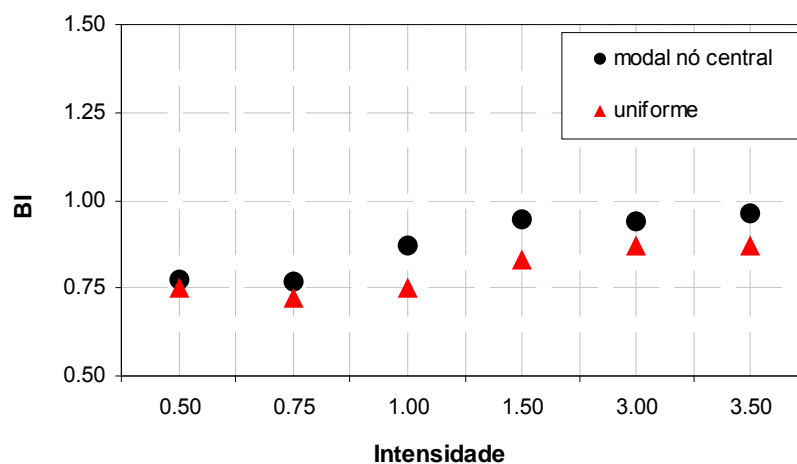


Fig. 4.42 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P222

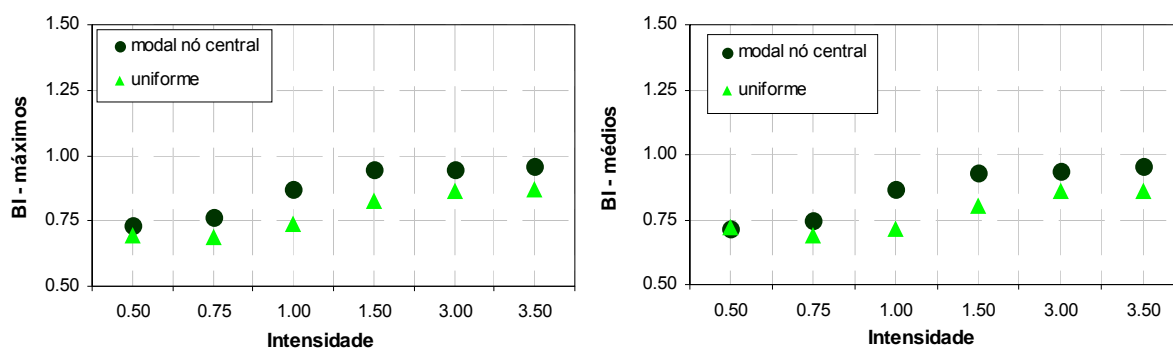


Fig. 4.43 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P222

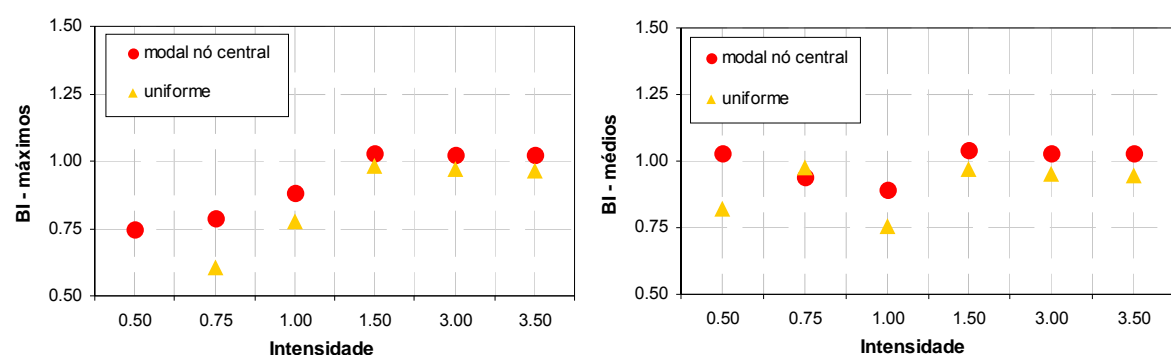


Fig. 4.44 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os momentos do tabuleiro da P222

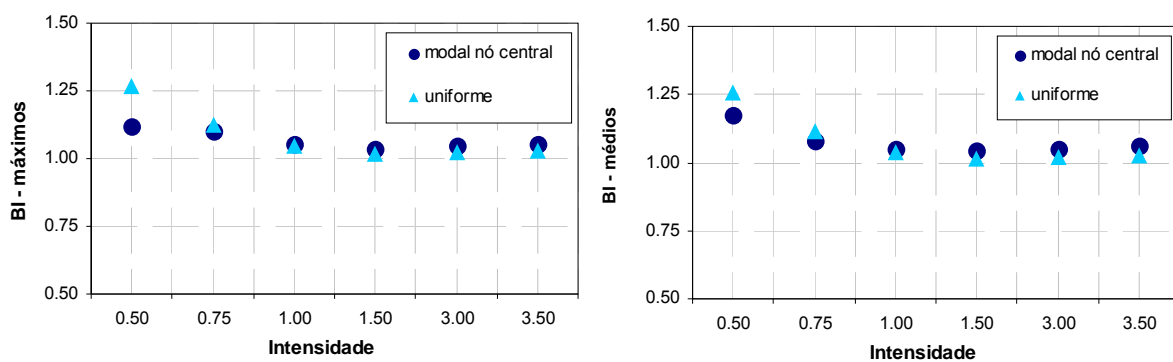


Fig. 4.45 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para o corte nos pilares da P222



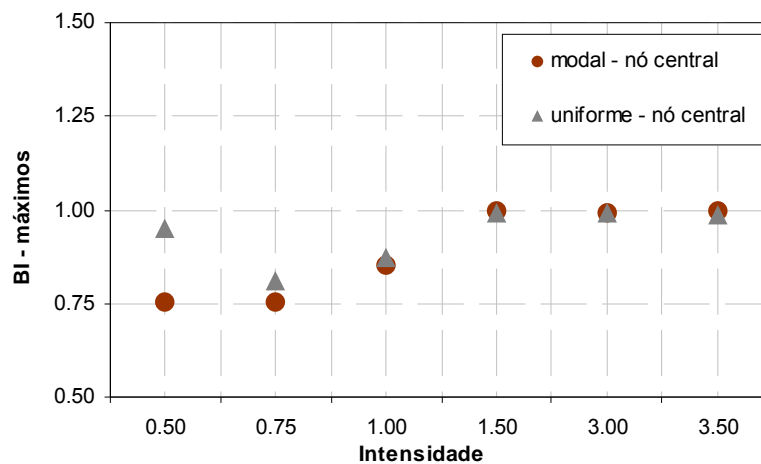


Fig. 4.46 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P222

Analisando os resultados apresentados nas figuras anteriores, pode concluir-se que:

- i. Em geral, o caso de carga modal comparativamente ao uniforme, resulta em melhores aproximações entre os dois programas, com maior preponderância para o estudo dos deslocamentos;
- ii. É evidente a aproximação nos resultados entre o modelo de rótula plástica e o modelo de fibras à medida que a intensidade sísmica aumenta, ou seja, em que se explora uma maior não linearidade, fundamentalmente para as últimas 3 intensidades (1.5, 3.0 e 3.5);
- iii. O caso de carga uniforme permite boas aproximações para a estimativa de corte em ambos os modelos;
- iv. Os deslocamentos obtidos pelo modelo de rótula plástica são sempre inferiores aos obtidos com o modelo de fibras, com tendência a atenuar-se essa diferença à medida que a intensidade aumenta;
- v. Em geral, os momentos flectores do tabuleiro são inferiores para o modelo de rótula plástica, tendendo a aproximar-se para maiores intensidades, de forma idêntica ao que acontece com os deslocamentos. Neste parâmetro, a utilização de diferentes casos de carga faz variar consideravelmente o BI obtido, principalmente para as duas intensidades mais reduzidas (0.5 e 0.75). Este facto deve-se uma vez mais, a valores reduzidos nos nós de medição dos parâmetros para as intensidades mencionadas.
- vi. Os esforços de corte nos pilares são muito semelhantes entre as duas metodologias, ligeiramente conservativos com o modelo de rótula plástica. Apenas para a intensidade mais reduzida (0.5), o BI atinge os 1.25 com o caso de carga uniforme, que se deve à diferença na curva de capacidade dos modelos, onde se verifica que o modelo de rótula plástica responde com mais corte do que o modelo de fibras, para deslocamentos antes da plastificação. Quando é exigida à estrutura uma maior ductilidade, essas discrepâncias desaparecem;
- vii. As estimativas de corte nos encontros têm uma evolução análoga à verificada para os momentos no tabuleiro, tendencialmente menos esforços de corte para o modelo de rótula plástica, e valores das diferentes metodologias que se vão aproximando quando aumenta a intensidade sísmica. Os BI próximos de 0.75 obtidos com o caso modal, para as duas

intensidades reduzidas (0.5 e 0.75) correspondem a esforços de corte reduzidos nos encontros, e portanto, a valores de BI sem significado.

Na Fig. 4.47 à Fig. 4.51 apresentam-se os resultados relativos à ponte P232 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

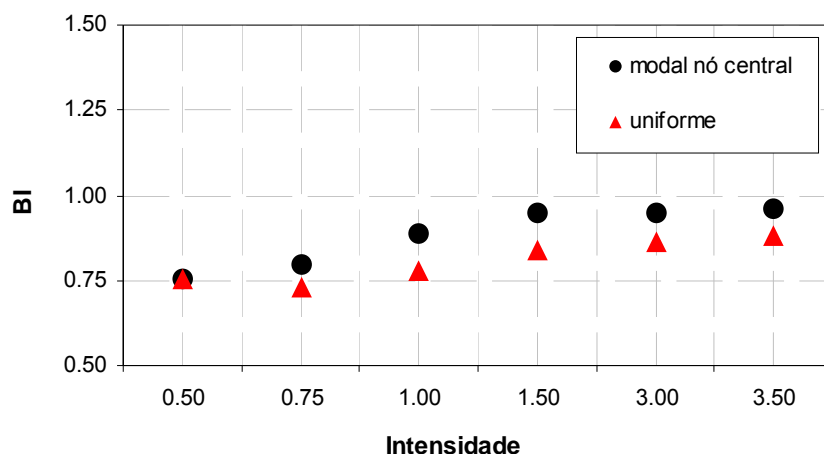


Fig. 4.47 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P232

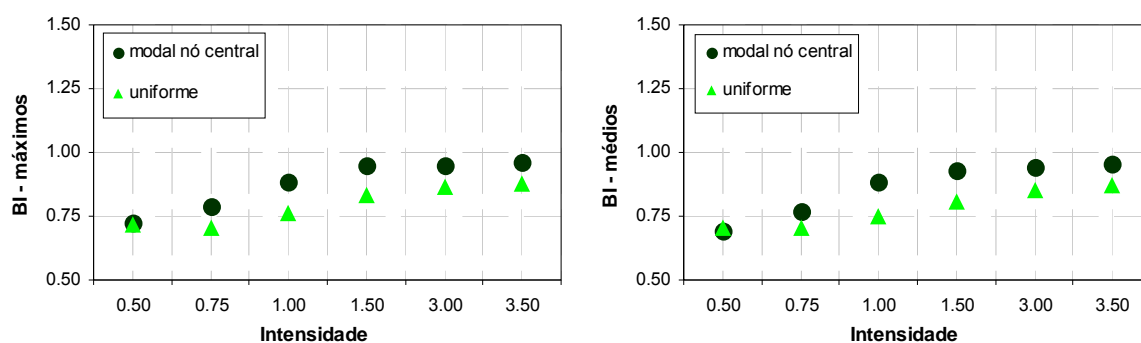


Fig. 4.48 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P232

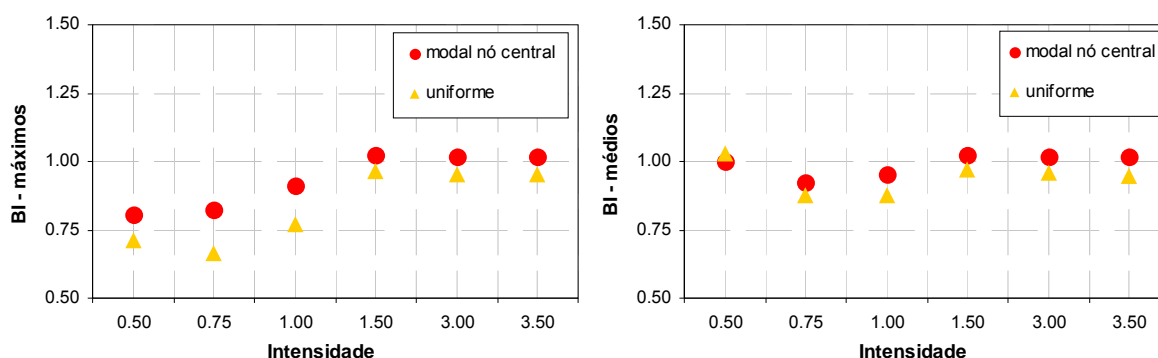


Fig. 4.49 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os momentos do tabuleiro da P232

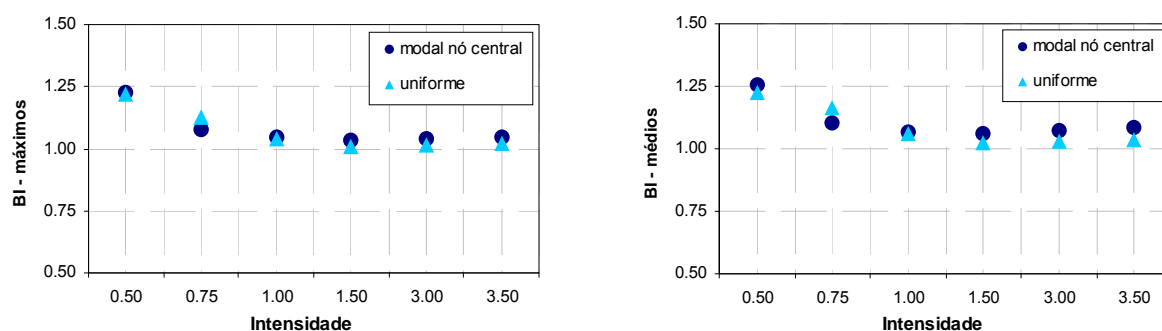


Fig. 4.50 – BI com valores máximos (esquerda) e médios (direita) para o corte nos pilares da P232

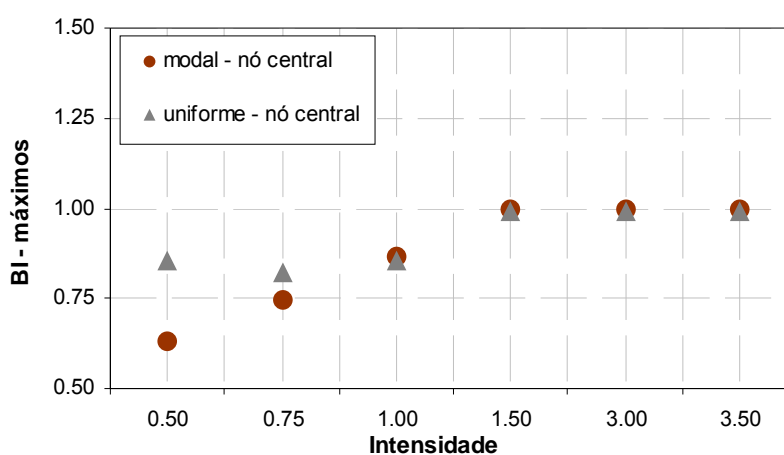


Fig. 4.51 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P232

Analisando os resultados relativos à ponte P232 pode concluir-se de forma análoga à discussão de resultados realizada para a ponte P222.

#### 4.3.5.2. Coeficientes BI (máximos e médios) relativos às pontes longas

Na Fig. 4.52 à Fig. 4.56 apresentam-se os resultados relativos à ponte P2222222 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

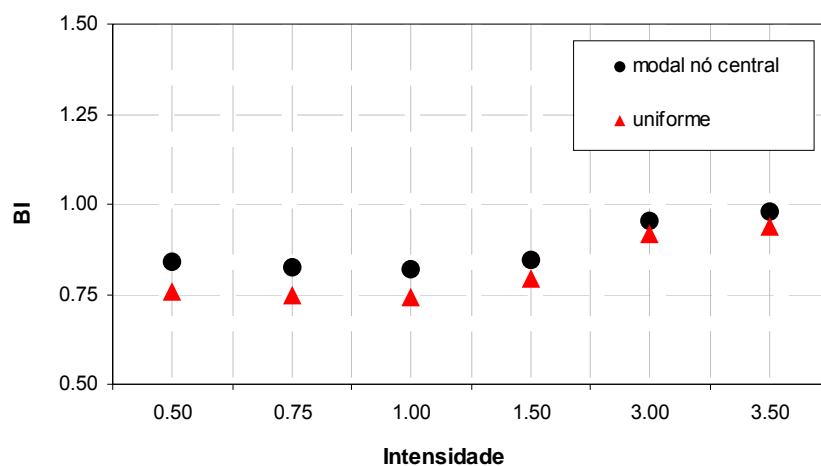


Fig. 4.52 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P2222222

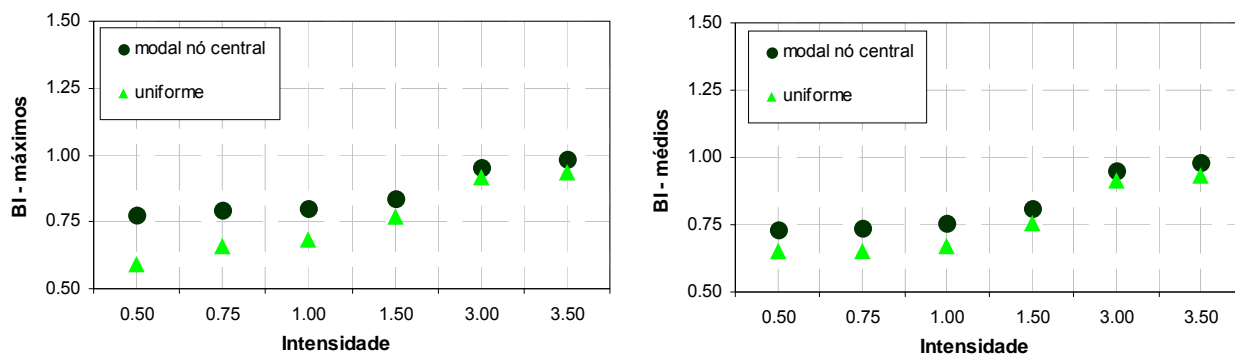


Fig. 4.53 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P2222222

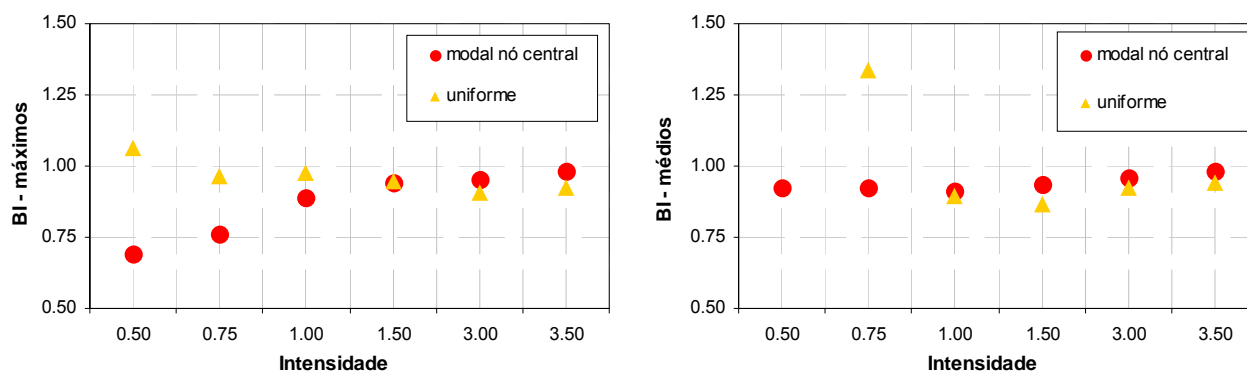


Fig. 4.54 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os momentos do tabuleiro da P2222222

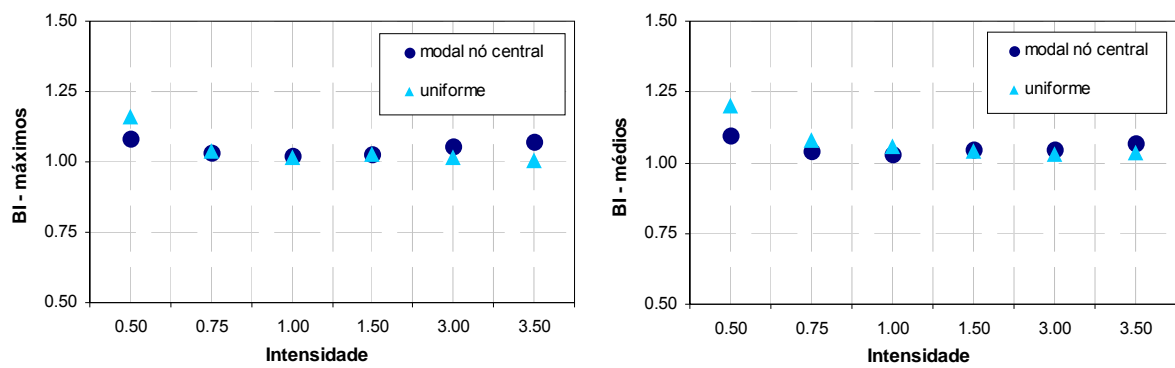


Fig. 4.55 – BI com valores máximos (esquerda) e médios (direita) para o corte nos pilares da P2222222

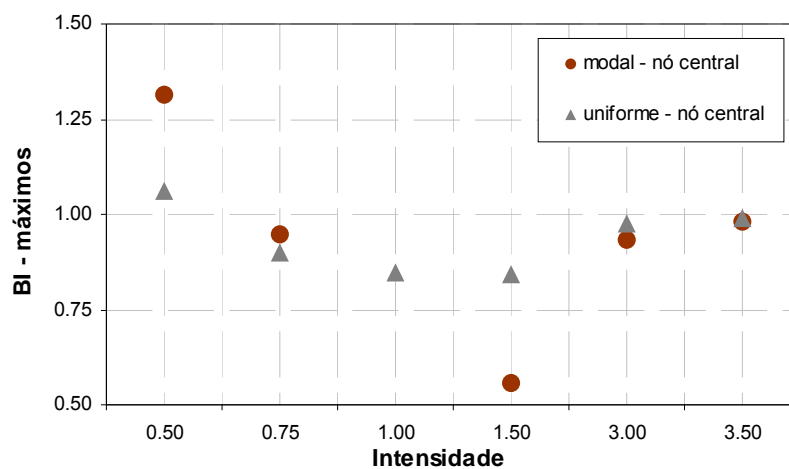


Fig. 4.56 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P2222222

Analisando os resultados apresentados nas figuras pode concluir-se que:

- Em geral, o caso de carga modal resulta em melhores aproximações no estudo dos deslocamentos, e o caso de carga uniforme conduz a resultados de esforços (momentos e corte) mais homogêneos entre os dois modelos;
- À medida que a intensidade sísmica aumenta, os resultados entre o modelo de rótula plástica e o modelo de fibras tendem a aproximarem-se, fundamentalmente para as últimas 2 intensidades (3.0 e 3.5), ou seja, quando se exige da estrutura uma maior ductilidade;
- Os deslocamentos obtidos pelo modelo de rótula plástica são sempre inferiores aos obtidos com o modelo de fibras, com tendência a atenuar-se essa diferença à medida que a intensidade aumenta;
- Os momentos flectores do tabuleiro são, em geral, inferiores para o modelo de rótula plástica, tendendo a aproximar-se para maiores intensidades, de forma idêntica ao que acontece com os deslocamentos. Neste parâmetro, a utilização de diferentes casos de carga faz variar consideravelmente o BI obtido, principalmente para as duas intensidades mais reduzidas (0.5 e 0.75), onde os valores médios são, respectivamente, 1.51 e 1.34, enquanto através do caso de carga modal se consegue uma boa aproximação;

- v. Os esforços de corte nos pilares são muito semelhantes entre as duas metodologias para ambos os casos de carga, se bem que ligeiramente superiores com o modelo de rótula plástica;
- vi. Os BI obtidos para o corte dos encontros são muito díspares quando utilizado o caso de carga modal, que se devem aos esforços reduzidos em análise para a resposta sísmica da ponte, e portanto, sem significado. Para o caso de carga uniforme as estimativas de corte dos encontros são semelhantes entre as duas metodologias.

Na Fig. 4.57 à Fig. 4.61 apresentam-se os resultados relativos à ponte P2331312 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

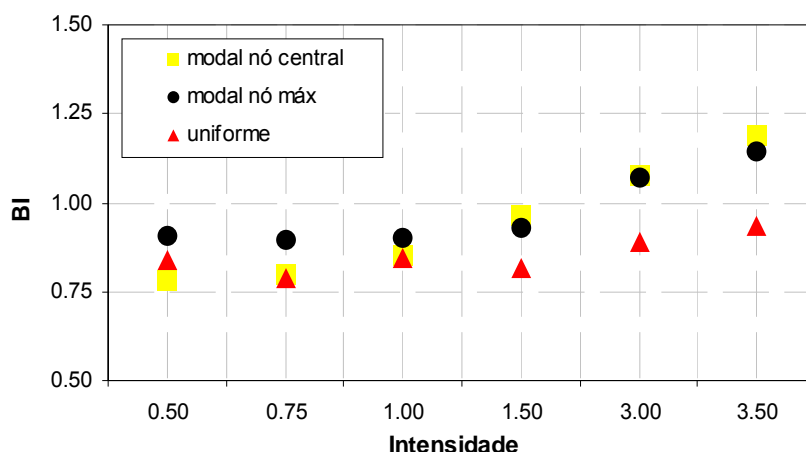


Fig. 4.57 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P2331312

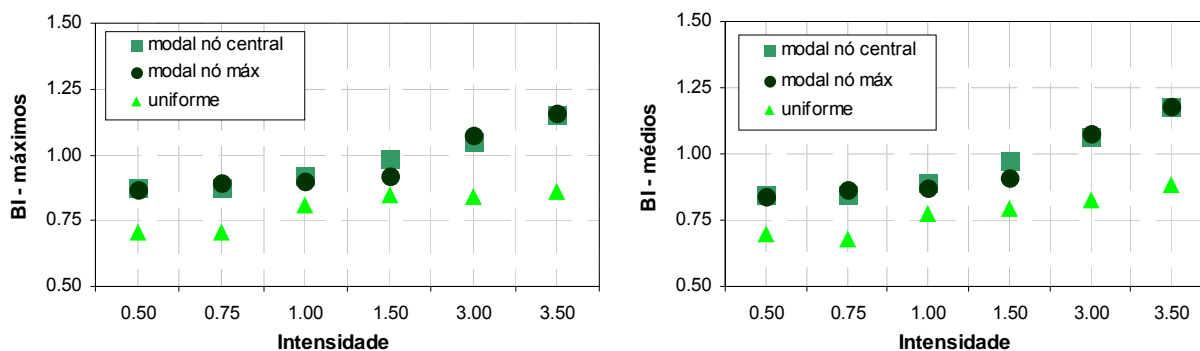


Fig. 4.58 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P2331312

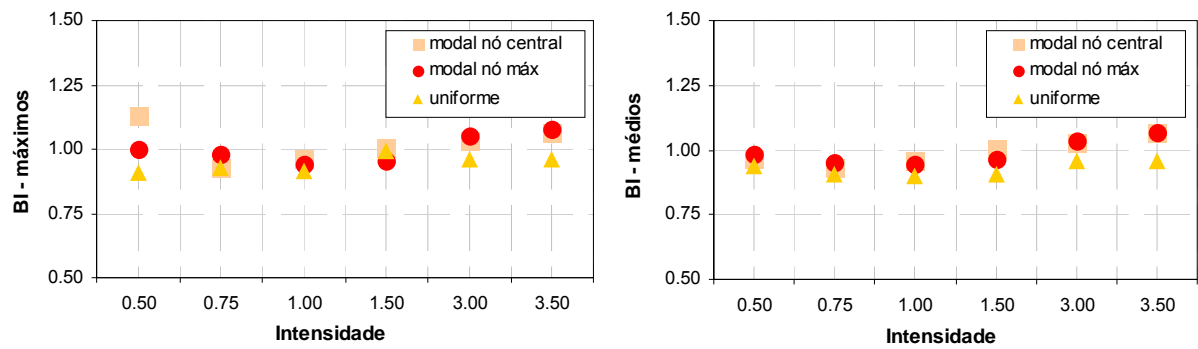
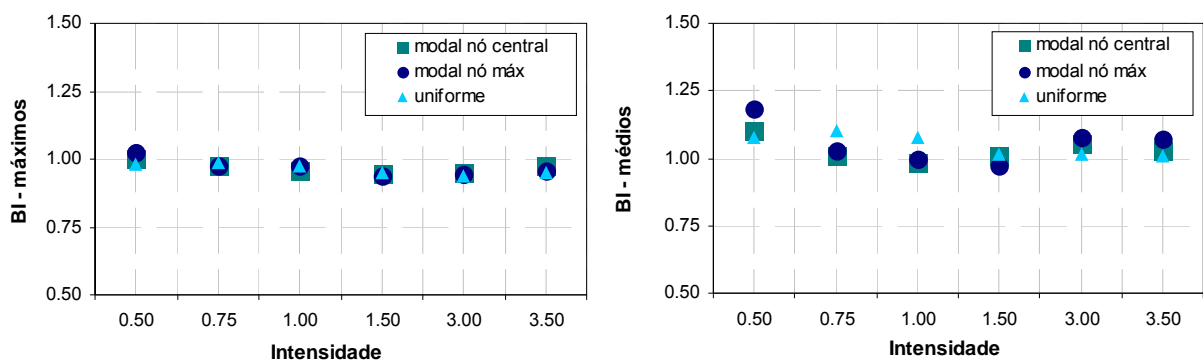
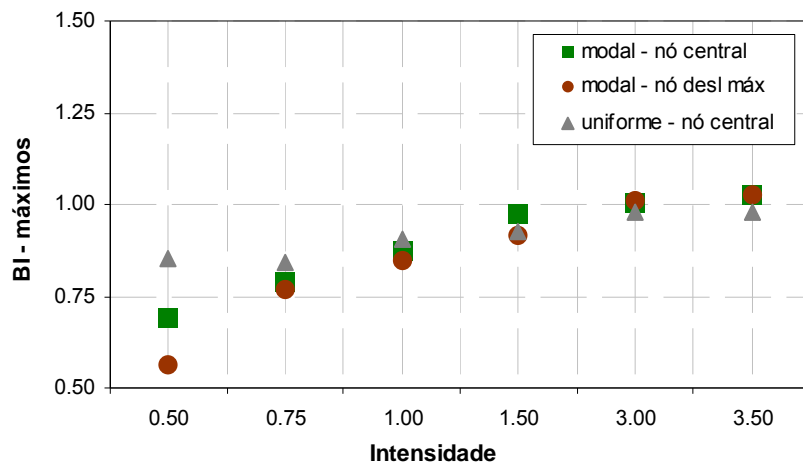
Fig. 4.59 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os momentos do tabuleiro da P2331312Fig. 4.60 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para o corte nos pilares da P2331312

Fig. 4.61 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P2331312

Analisando os resultados apresentados nas figuras pode concluir-se que:

- Em geral, o caso de carga modal, resulta em melhores aproximações entre as duas metodologias;

- ii. O caso de carga uniforme comporta maiores diferenças entre as duas metodologias ao nível dos deslocamentos, apresentando no entanto, boas relações entre o modelo de rótula plástica e modelo de fibras em termos de esforços (momento e corte);
- iii. Os deslocamentos obtidos a partir dos casos de carga modal, segundo o modelo de rótula plástica, passam de inferiores a conservativos quando a intensidade sísmica aumenta. Já para a carga uniforme, os deslocamentos segundo o modelo de rótula plástica, mantêm-se sempre inferiores aos obtidos pelo modelo de fibras;
- iv. Os momentos flectores estimados para o tabuleiro são semelhantes entre as duas metodologias, apresentando esforços superiores com o modelo de rótula plástica, para os casos de carga modal e para as duas intensidades mais elevadas (3.0 e 3.5);
- v. Os esforços de corte nos pilares são semelhantes entre os dois modelos para todos os casos de carga e intensidades sísmicas. No entanto, pode também verificar-se que na estimativa do corte máximo o modelo de fibras é conservativo e que no global do corte nos pilares (BI de valores médios) o modelo de rótula plástica é ligeiramente conservativo.
- vi. As estimativas de corte nos encontros é semelhante para as duas metodologias, principalmente quando o utilizado o caso de carga uniforme. Quando se emprega a carga modal, há uma tendência para os resultados se aproximarem à medida que a intensidade sísmica aumenta, nomeadamente para as 3 últimas intensidades (1.5, 3.0 e 3.5). Para a intensidade de 0.5 os esforços de corte nos encontros são reduzidos, e como tal, o BI próximo de 0.55 obtido não tem significado.

Na Fig. 4.62 à Fig. 4.66 apresentam-se os resultados relativos à ponte P3332111 em termos dos BI de deslocamentos e esforços.

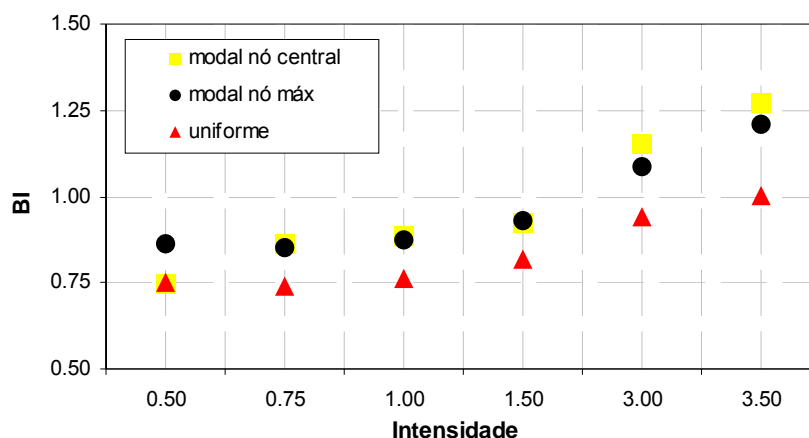


Fig. 4.62 – BI para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro da P3332111



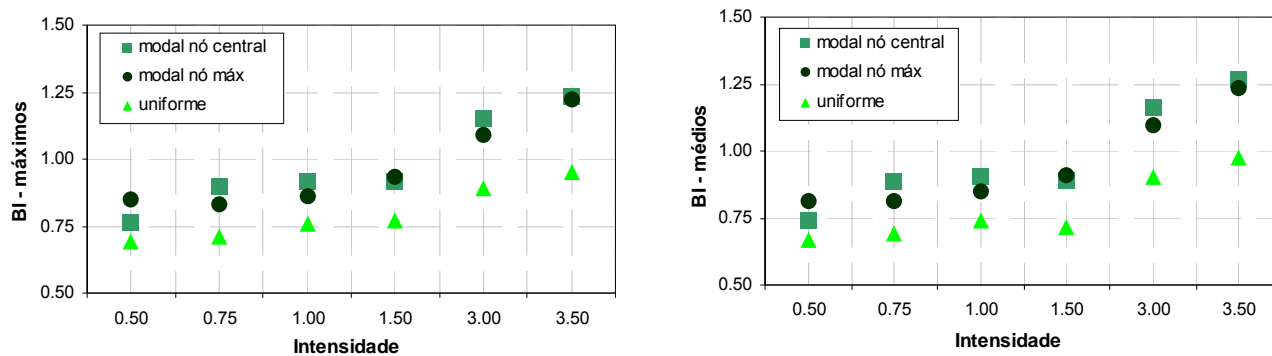


Fig. 4.63 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os deslocamentos do tabuleiro da P3332111

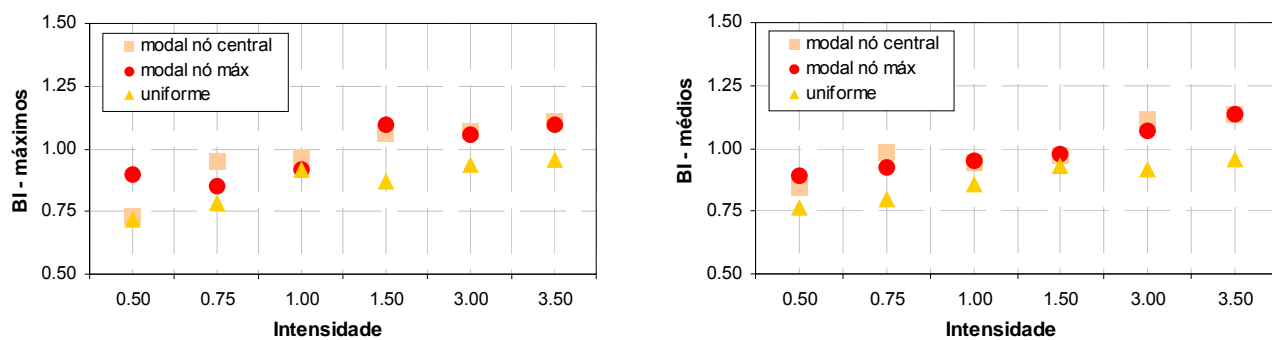


Fig. 4.64 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para os momentos do tabuleiro da P3332111

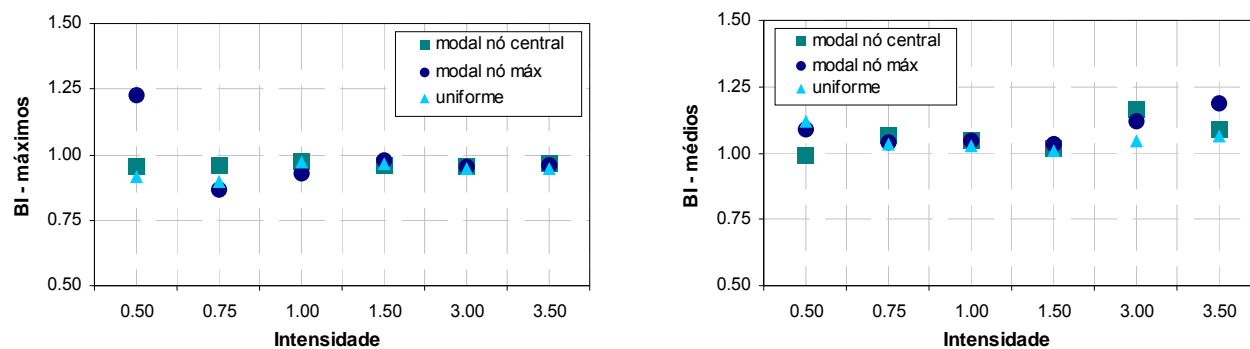


Fig. 4.65 – BI com valores máximos (*esquerda*) e médios (*direita*) para o corte nos pilares da P3332111

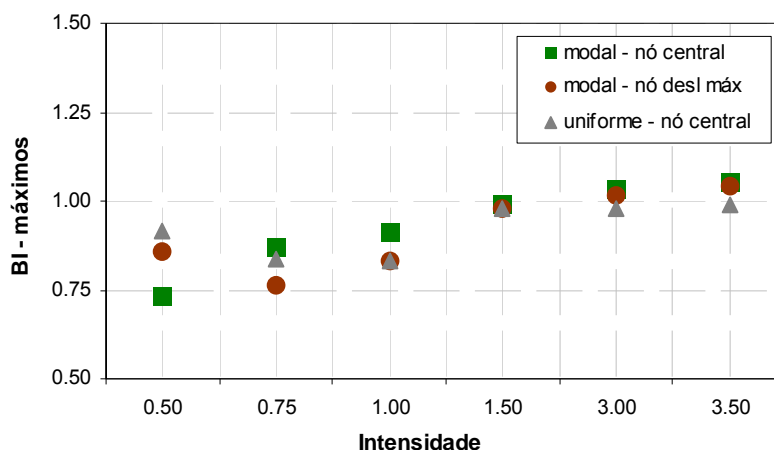


Fig. 4.66 – BI com os valores máximo para o corte dos encontros da P3332111

Analisando os resultados relativos à ponte P3332111 pode concluir-se de forma análoga ao citado para a ponte P2331312. No entanto, chama-se a atenção para as diferenças de aproximação dos momentos do tabuleiro, obtidas com caso de carga modal ou uniforme, com os primeiros a apresentarem estimativas mais próximas entre as duas metodologias do que o segundo.

#### 4.3.5.3. Coeficientes BI-máximos para o conjunto de pontes

Para uma melhor leitura do comportamento do conjunto de pontes em estudo, apresentam-se nas figuras seguintes (Fig. 4.67 à Fig. 4.70) os gráficos resumo dos BI-máximos de cada parâmetro para cada uma das intensidades sísmicas consideradas. Para a elaboração destes gráficos utilizaram-se apenas as análises *pushover* com configuração modal e nó de controlo de máximo deslocamento e as de configuração uniforme.

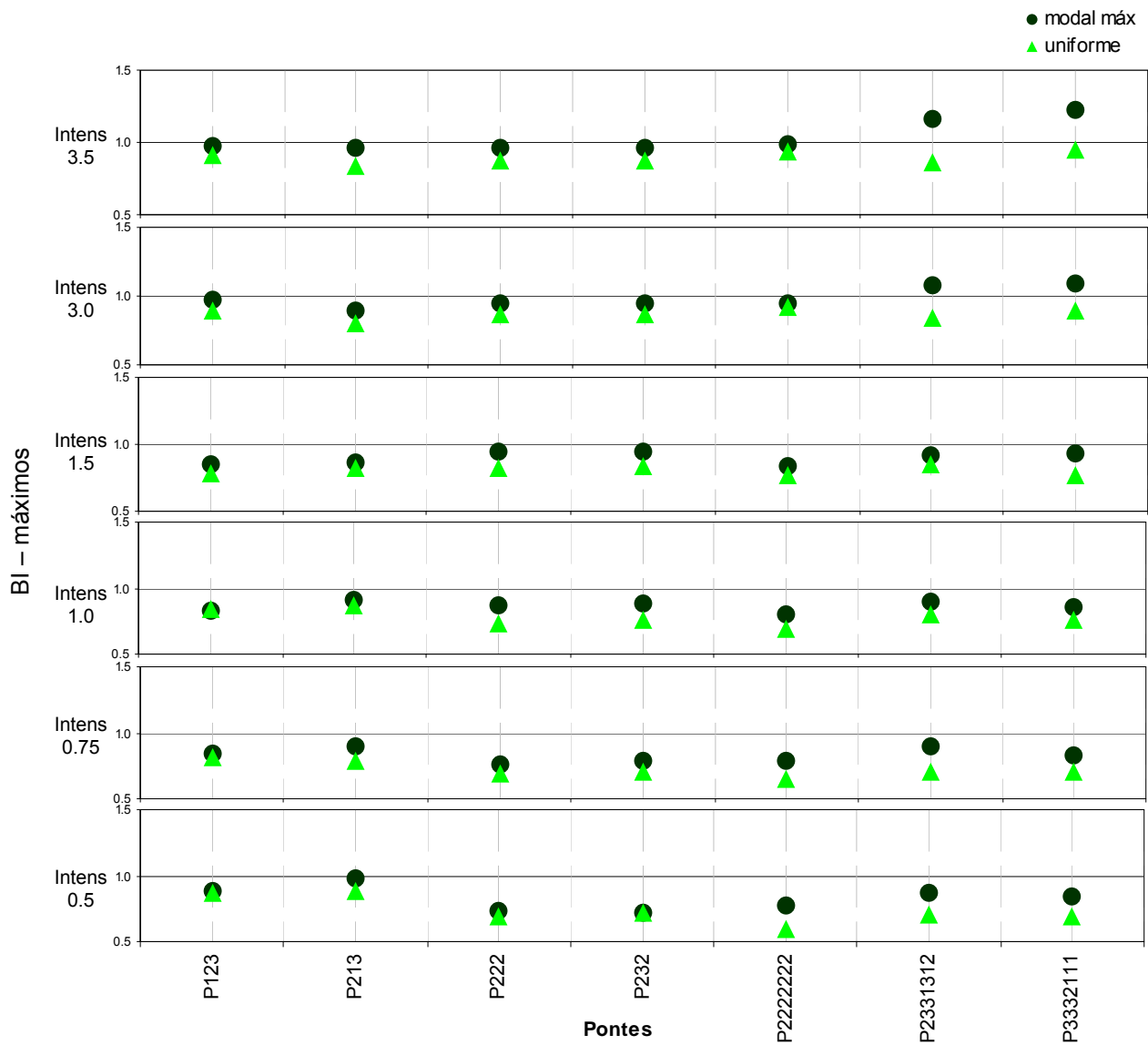


Fig. 4.67 – Resumo dos BI com valores máximos dos deslocamentos do tabuleiro

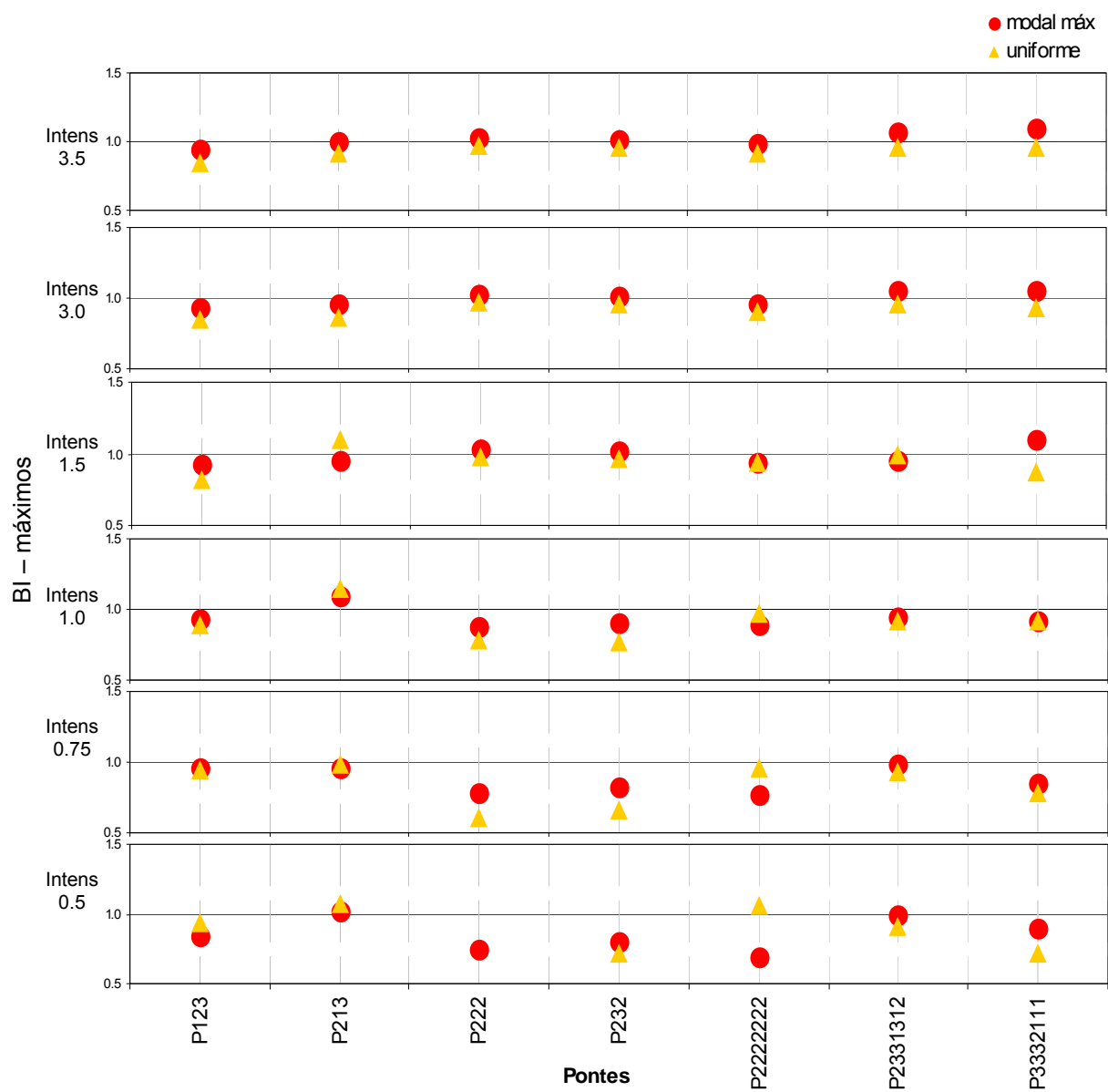


Fig. 4.68 – Resumo dos BI com valores máximos de momentos flectores do tabuleiro

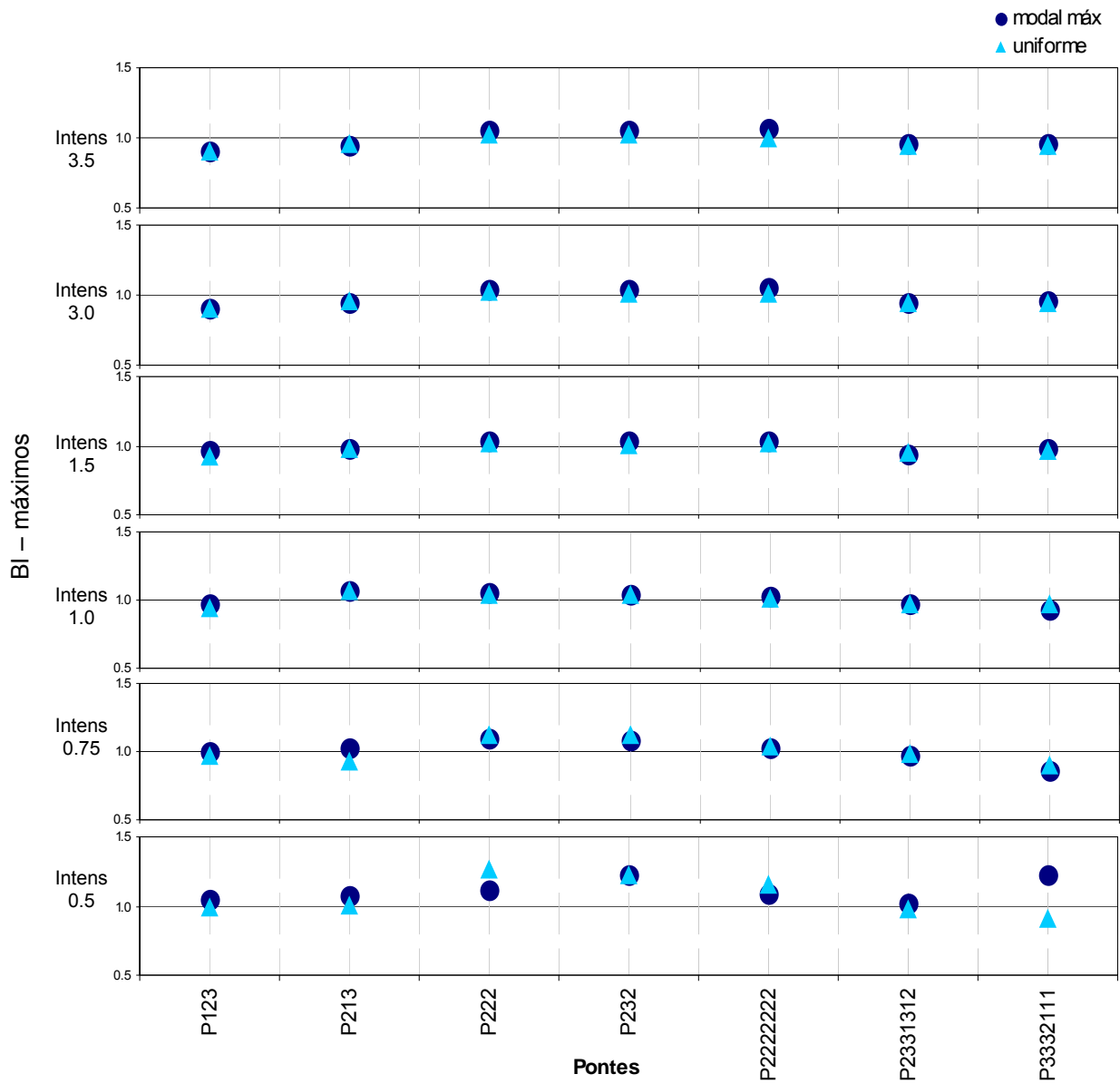


Fig. 4.69 – Resumo dos BI com valores máximos de corte nos pilares

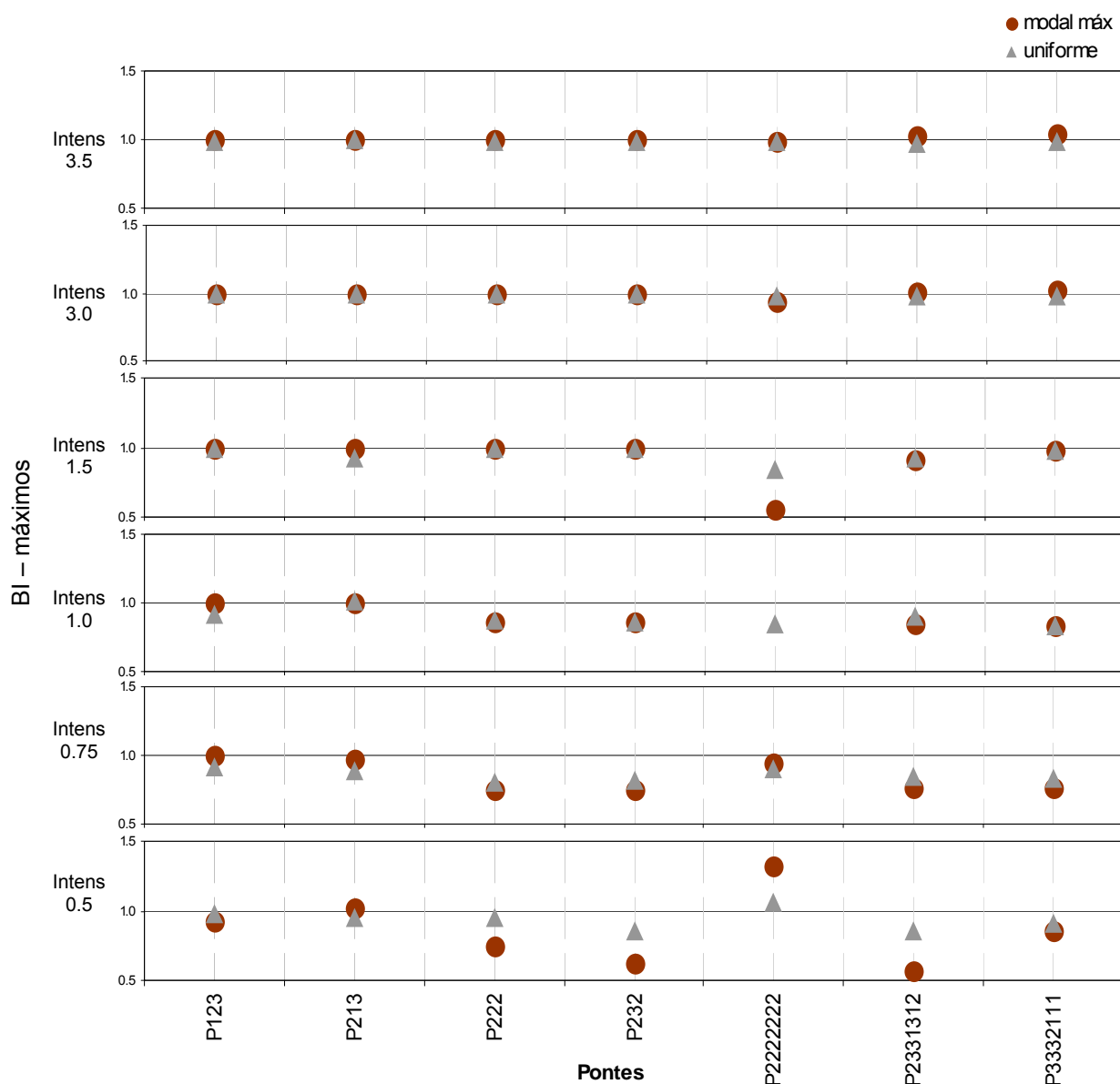


Fig. 4.70 – Resumo dos BI com valores máximos de corte nos encontros

Das figuras apresentadas anteriormente (Fig. 4.67 à Fig. 4.70) é evidente, para todos os parâmetros analisados, uma melhor aproximação dos resultados entre as duas metodologias à medida que a intensidade sísmica aumenta. Em particular, pode considerar-se que para as últimas 2 intensidades (3.0 e 3.5), onde o BI é praticamente 1, a utilização de rótula plástica ou modelo de fibras conduz aos mesmos resultados.

Em sentido oposto, pode-se fazer a mesma observação para as intensidades reduzidas, principalmente para 0.5 e 0.75, onde os BI são muitas vezes discrepantes. Para os momentos no tabuleiro e corte nos pilares este facto é evidente, devendo-se essencialmente aos esforços reduzidos nos nós de medição, e portanto, a valores sem relevância.

Os modelos de rótula plástica apresentam, em geral, deslocamentos inferiores e esforços de corte superiores aos modelos de fibras. Os momentos do tabuleiro não apresentam nenhuma tendência significativa.

#### 4.3.5.4. Coeficientes MED BI relativos ao conjunto das pontes

Para ter uma relação do grau de precisão da análise *pushover* para cada uma das pontes estudadas, e considerando que esta ferramenta tem sentido para intensidades sísmicas consideráveis, determinou-se o factor MED BI, determinado pela mediana dos BI-máximos apresentados para as quatro intensidades mais relevantes (1.0, 1.5, 3.0 e 3.5). Este factor, determinado pela expressão 4.5, é representativo da resposta da ponte, indicando o nível de aproximação da análise *pushover* com diferentes as metodologias utilizadas.

$$\text{MED BI} = \text{mediana}_{j=1.0:3.5} [\text{BI}_{\text{máx}}] \quad (4.5)$$

Foi também determinado o BI das pontes em estudo, mas agora normalizados aos resultados obtidos através de análise dinâmica não linear (THA) por (Pinho, et al., 2007b). Estes resultados são inicialmente processados de acordo com a equação 4.6, que demonstra como o resultado de um parâmetro geral  $\Delta$ , na posição  $i$ , é processado para cada um dos 10 acelerogramas.

$$\bar{\Delta}_{i,THA} = \text{mediana}_{j=1:10} [\Delta_{i,jTHA}] \quad (4.6)$$

De forma análoga ao realizado anteriormente, os resultados obtidos pela análise dinâmica não linear são processados de forma a servirem de base de normalização dos resultados obtidos pelo *pushover*. Utilizando agora os BI-médios da análise *pushover*, o quociente referente a cada parâmetro e a respectiva mediana são determinados utilizando as equações 4.7 e 4.8.

$$\text{BI}_{THA} = \frac{\bar{\Delta}_{i,PushSEISMO}}{\bar{\Delta}_{i,THASEISMO}} \quad (4.7)$$

$$\text{MED BI}_{THA} = \text{mediana}_{j=1.0:3.5} [\text{BI}_{\text{méd}}] \quad (4.8)$$

Os gráficos dos factores MED BI de cada ponte são apresentados da Fig. 4.71 à Fig. 4.74, para cada um dos parâmetros avaliado.

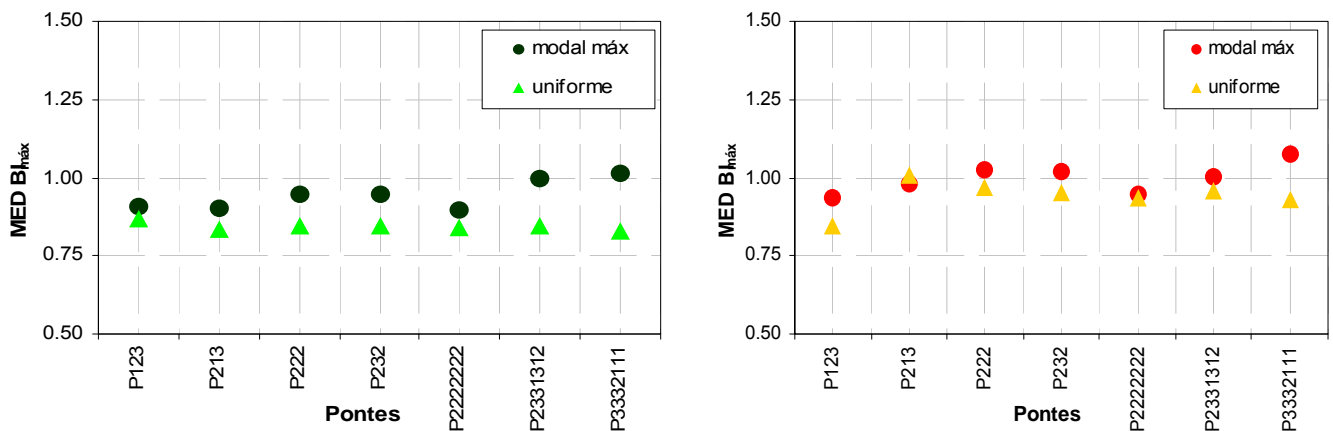


Fig. 4.71 – Mediana dos BI-máximos de deslocamentos (esquerda) e momentos (direita) do tabuleiro

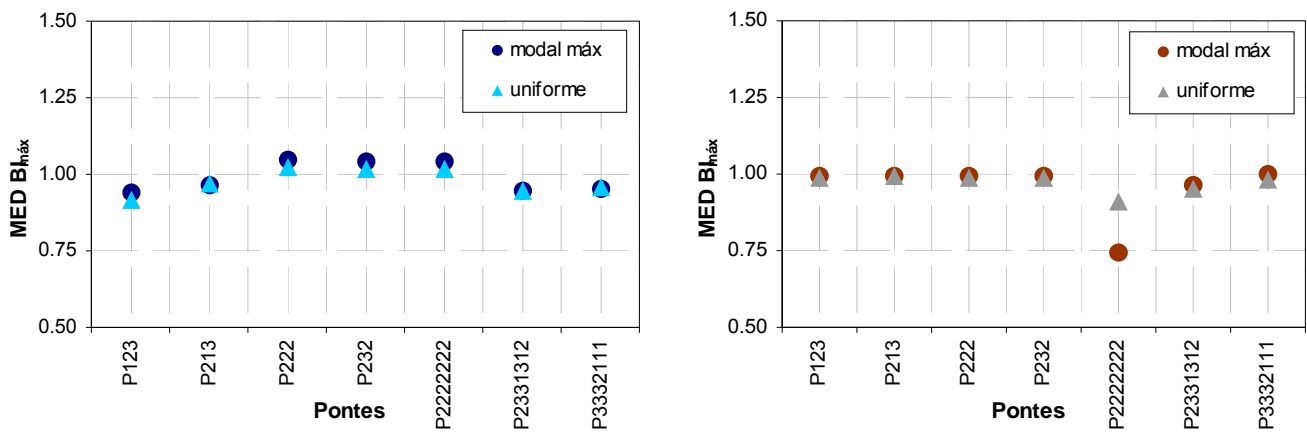


Fig. 4.72 – Mediana dos BI-máximos de corte nos pilares (*esquerda*) e de corte nos encontros (*direita*)

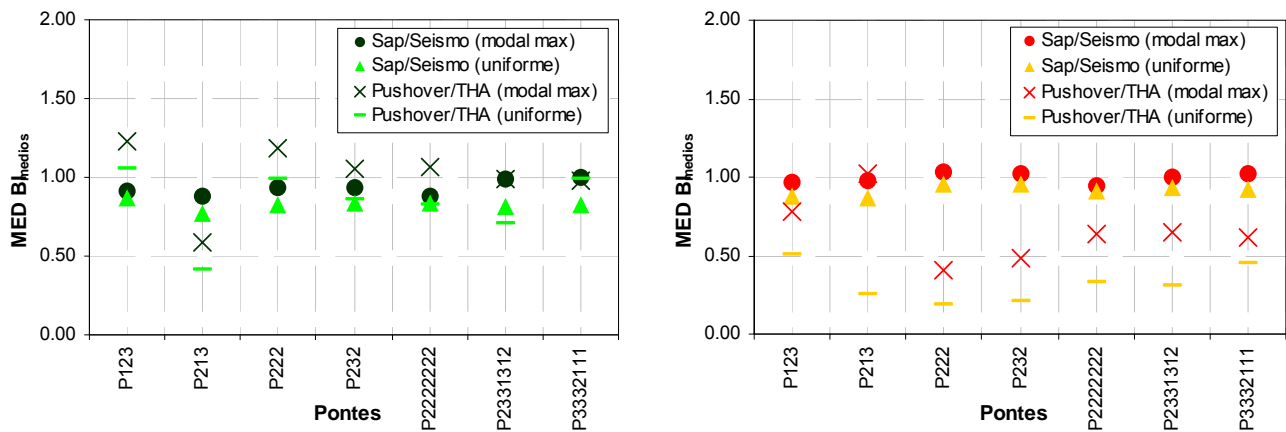


Fig. 4.73 – Mediana dos BI-médios de deslocamentos (*esquerda*) e momentos (*direita*) do tabuleiro

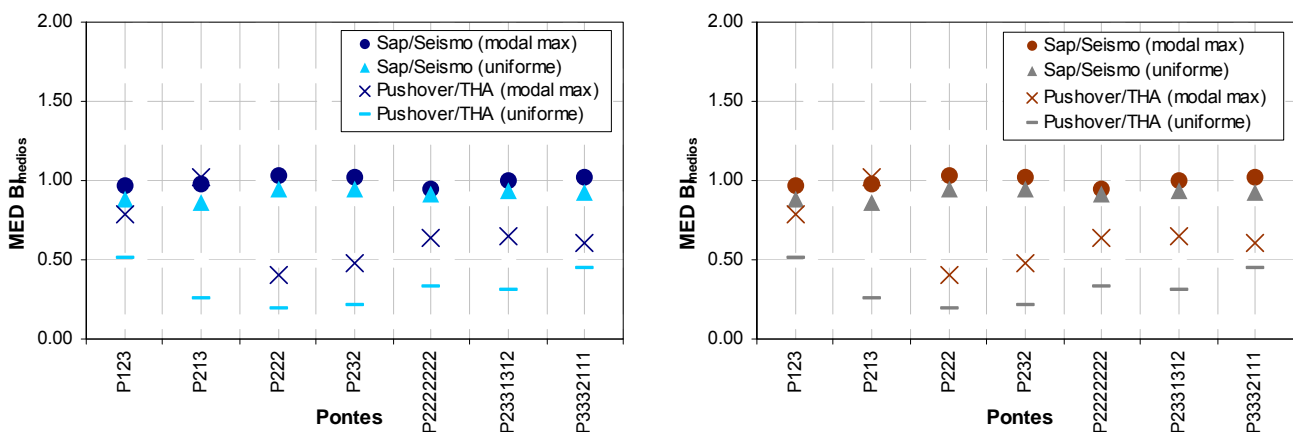


Fig. 4.74 – Mediana dos BI-médios de corte nos pilares (*esquerda*) e de corte nos encontros (*direita*)



Dos resultados globais apresentados anteriormente (Fig. 4.71 à Fig. 4.74), pode aferir-se da boa correlação entre as análises pushover com rótula plástica ou com modelo de fibras. Em simultâneo, quando comparados os resultados da análise *pushover* com os obtidos por Pinho *et al* (2007b) através de análise dinâmica não linear (Pushover/THA), constata-se que as estimativas de deslocamentos são razoáveis, mas que os esforços são tendencialmente inferiores aos obtidos pela THA, principalmente se usado o caso de carga uniforme na análise *pushover*.

Analisando a resposta por parâmetro, constata-se que os deslocamentos e momentos do tabuleiro, são os parâmetros mais afectados com a configuração do caso de carga horizontal, correspondendo ao caso de carga modal os resultados mais semelhantes entre as duas metodologias. Se esta diferença é perceptível para os valores máximos da resposta da ponte, tal não se pode dizer quando se consideram os respectivos valores médios.

Para os esforços de corte, quer dos pilares ou dos encontros, as estimativas obtidas pelo modelo de rótula plástica e modelo de fibras são praticamente iguais. Curioso o facto de, no corte máximo dos pilares, os modelos de rótula plástica resultarem em esforços conservativos para as pontes mais regulares (P222, P232, P2222222), ao passo que, para as restantes, o modelo de fibras estima maiores esforços. A discrepância obtida para a ponte P2222222 no corte dos encontros, deve-se aos esforços reduzidos que serviram para obter o BI, sendo portanto, um valor sem significado.

#### 4.3.5.5. Coeficiente MED BI em função do índice de regularidade da ponte

Outro dado interessante é observar a evolução deste factor representativo da resposta da ponte para as intensidades mais relevantes (MED BI) em função do índice de regularidade da ponte para cada um dos parâmetros avaliado. Os gráficos seguintes, representam, respectivamente, a relação do MED BI com o índice de regularidade das pontes curtas (Fig. 4.75 e Fig. 4.76) e pontes longas (Fig. 4.77 e Fig. 4.78).

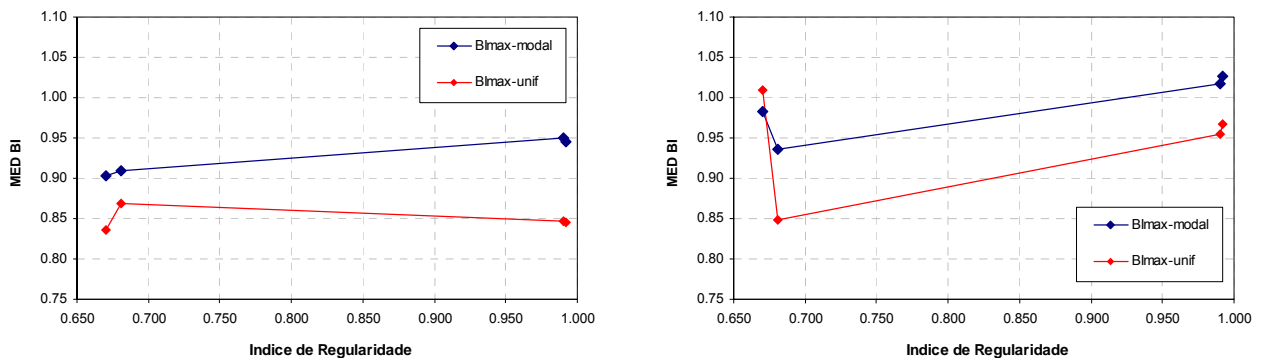


Fig. 4.75 – Evolução do MED BI dos deslocamentos (*esquerda*) e momentos do tabuleiro (*direita*) função do índice de regularidade das pontes curtas

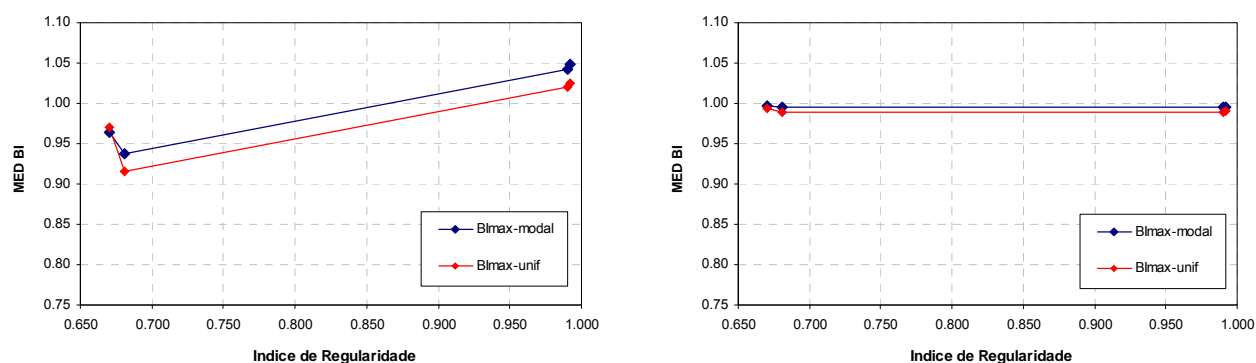


Fig. 4.76 – Evolução do MED BI do corte nos pilares (*esquerda*) e corte nos encontros (*direita*) função do índice de regularidade das pontes curtas

Dos dados apresentados para as pontes curtas é possível observar uma ligeira melhoria no coeficiente MED BI quando a regularidade da ponte em análise aumenta, nomeadamente quando se utiliza o caso de carga modal. No entanto, os resultados obtidos segundo as duas metodologias em estudo são muito semelhantes, não sendo esta ligeira diferença, suficiente para se correlacionar o índice de regularidade da ponte com uma vantagem na utilização diferenciada do modelo de rótula plástica ou modelo de fibras para a análise *pushover*. Salienta-se que a utilização do caso de carga modal, resulta num grau de aproximação entre as duas metodologias nunca inferior a 90% ( $0.90 < \text{MED BI} < 1.10$ ), independentemente do índice de regularidade da ponte em estudo.

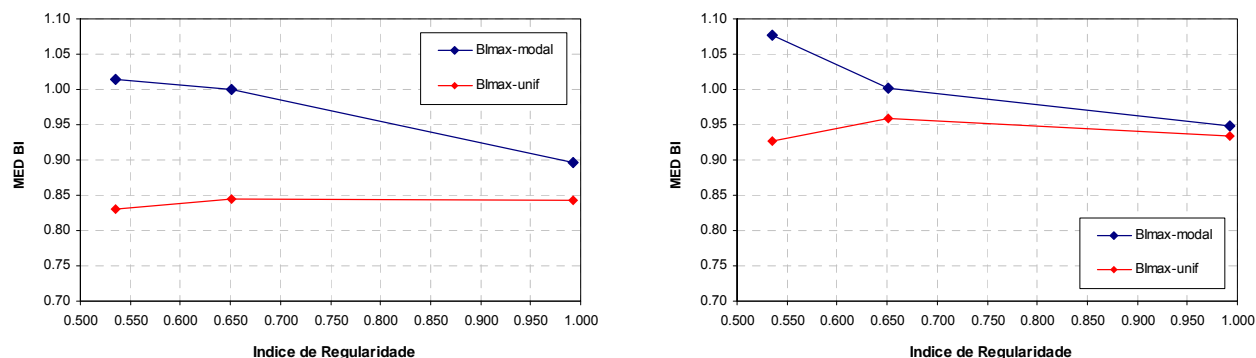


Fig. 4.77 – Evolução do MED BI dos deslocamentos (*esquerda*) e momentos do tabuleiro (*direita*) função do índice de regularidade das pontes longas

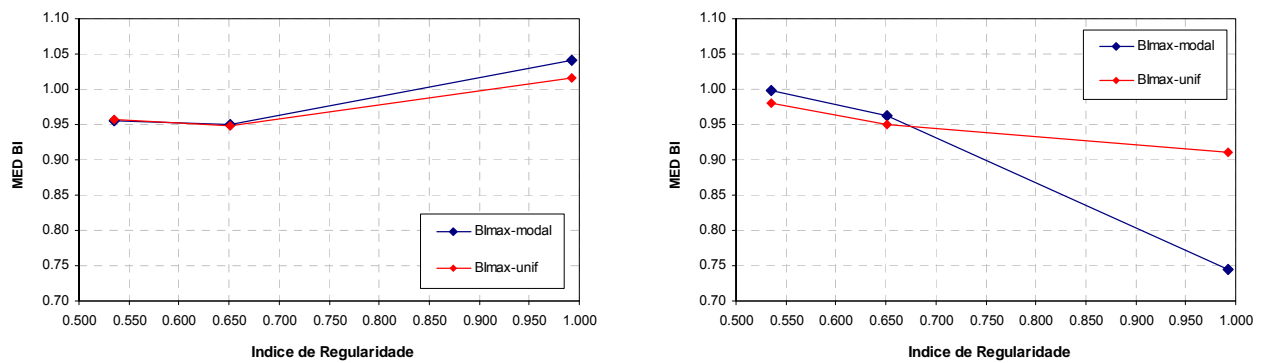


Fig. 4.78 – Evolução do MED BI do corte nos pilares (*esquerda*) e corte nos encontros (*direita*) função do índice de regularidade das pontes longas

Já para as pontes longas sucede o oposto ao verificado nas pontes curtas, o coeficiente MED BI tem tendência a diminuir à medida que a regularidade da ponte em análise aumenta, com excepção para o corte nos pilares. Apesar de tal diferença, os resultados são semelhantes entre as duas metodologias em estudo, pelo que se conclui de forma análoga ao preconizado anteriormente para as pontes curtas.

Nas figuras seguintes apresentam-se o mesmo género de gráficos mas para o conjunto das sete pontes em estudo (Fig. 4.79 à Fig. 4.82).

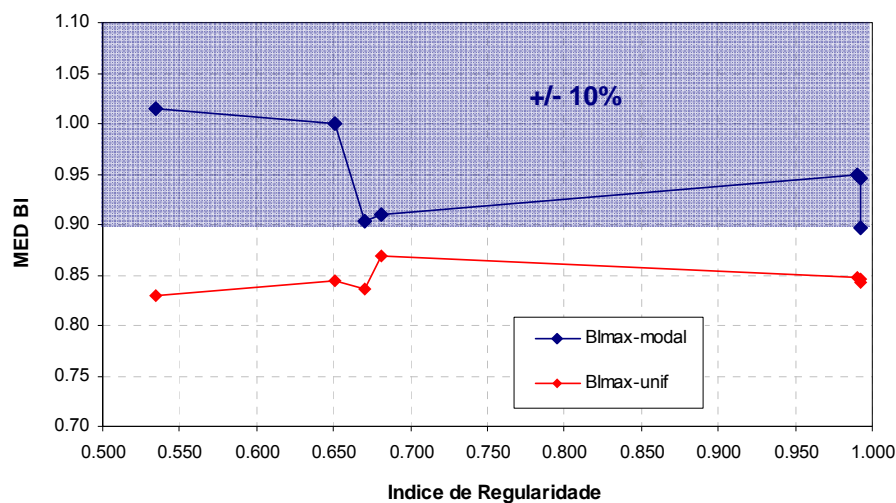


Fig. 4.79 – Evolução do MED BI de deslocamentos do tabuleiro em função do índice de regularidade

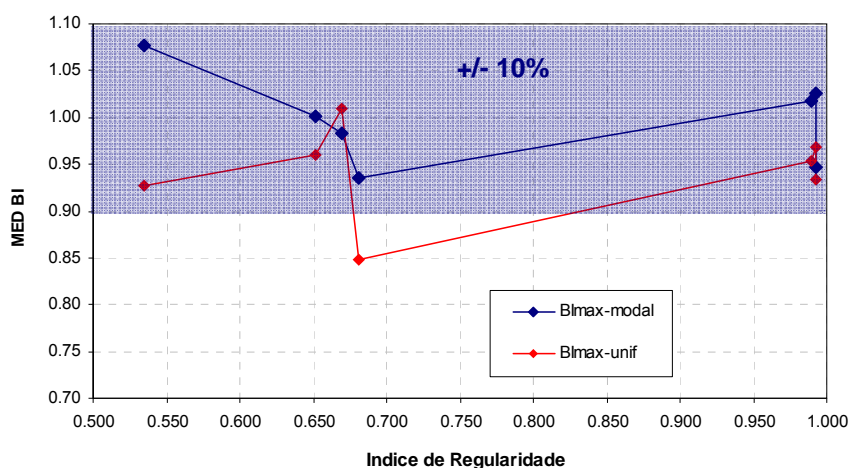


Fig. 4.80 – Evolução do MED BI de momentos no tabuleiro em função do índice de regularidade

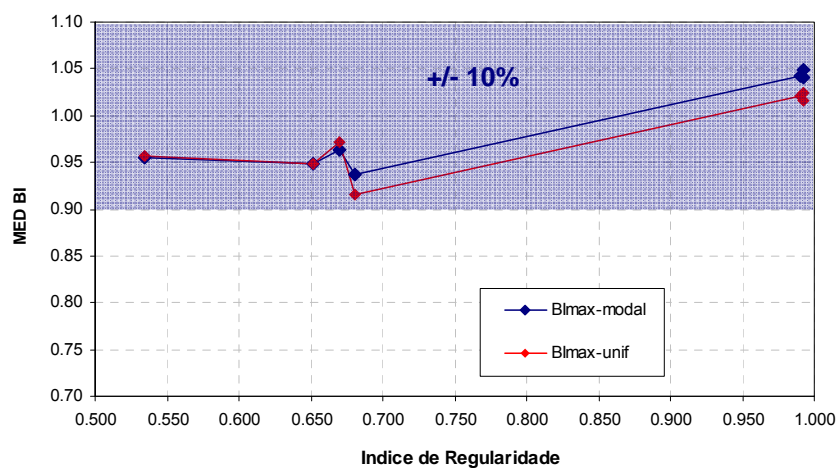


Fig. 4.81 – Evolução do MED BI do corte nos pilares em função do índice de regularidade

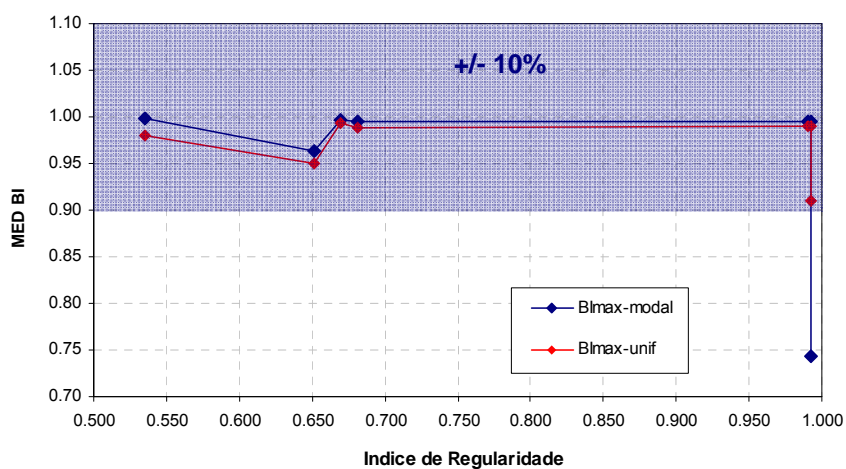


Fig. 4.82 – Evolução do MED BI do corte nos encontros em função do índice de regularidade

Em geral, observa-se que o índice de regularidade da ponte não tem uma influência directa nos resultados obtidos por modelos de rótula plástica ou modelos de fibras, ou seja, não existe uma vantagem clara na utilização de um em detrimento do outro para uma ponte mais ou menos regular.

Chama-se a atenção para o facto de com o caso de carga modal, os parâmetros mais importantes do comportamento sísmico das pontes em estudo, os deslocamentos e momentos do tabuleiro e o corte dos pilares, apresentarem resultados que não variam mais de 10% entre os modelos de rótula plástica e modelo de fibras, o que atesta a boa correlação entre as análises *pushover* realizadas com um ou outro modelo para um ponte com um qualquer índice de regularidade.

Os resultados dos vários parâmetros da resposta sísmica, obtidos em cada uma das análises *pushover* para as diferentes intensidades sísmicas consideradas, que permitiram a construção de todos os gráficos anteriores, podem ser consultados, respectivamente, para as pontes curtas e longas, no Anexo A1 e A2.

#### 4.4. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Procede-se neste ponto a uma apreciação global dos resultados obtidos com a análise *pushover* das pontes apresentadas, segundo diferentes metodologias de consideração do comportamento não-linear, com o principal objectivo de se analisar o seu desempenho, nos vários níveis de intensidade sísmica considerados, da resposta de cada estrutura segundo diferentes parâmetros analisados.

Da apreciação global do conjunto de resultados apresentados, pode aferir-se a boa aproximação da metodologia de análise *pushover* com rótula plástica à metodologia de plasticidade distribuída pelo modelo de fibras, apresentando em geral os BI, para os quatro parâmetros analisados, valores muito próximos de 1.

Apesar dos resultados semelhantes entre os modelos de rótula plástica e modelo de fibras, pode dizer-se que o primeiro resulta geralmente em maiores esforços (corte e momentos), enquanto que o modelo de fibras estima maiores deslocamentos.

Dos resultados obtidos há uma clara tendência para as análises *pushover* com caso de carga horizontal proporcional ao 1º modo apresentarem melhores resultados do que as de configuração de carga horizontal uniforme. Destas, utilizando como nó de controlo o nó de máximo deslocamento modal também se alcançam melhores aproximações entre as duas metodologias para maioria das intensidade em cada uma das pontes.

A estimativa dos esforços de corte nos pilares é praticamente a mesma utilizando o modelo de rótula plástica concentrada ou o modelo de fibras, acentuando-se ainda a semelhança entre estes resultados quando a intensidade sísmica considerada é de média ou elevada intensidade.

As diferenças verificadas entre os BI para as intensidades sísmicas baixas e médias/altas estará relacionado com o procedimento do EC8, onde a bilinearização por igualdade de áreas é uma aproximação que amplifica as diferenças nas curvas *pushover* obtidas entre os diferentes programas antes do ponto de plastificação. Para exigências sísmicas reduzidas, a estrutura comporta-se quase elasticamente (pouca exigência de ductilidade) e as ligeiras diferenças nas curvas de capacidade na fase inicial resultam, devido ao processo de aproximação à lei bilinear, em diferenças consideráveis na exigência de deformação sísmica. Este facto, pode ser observado para as intensidades reduzidas, onde o parâmetro de deslocamentos é inferior à unidade (menos exigência de ductilidade) e os esforços de corte maiores, pois efectivamente o modelo das pontes com rótula plástica concentrada apresenta maior rigidez na fase inicial do seu comportamento.

A análise comparativa dos resultados do *pushover* com os resultados obtidos por Pinho *et al* (2007b) através de análise dinâmica não-linear (ambas com modelo de não linearidade distribuída) permite dizer, que a análise *pushover* fornece boas aproximações para a estimativa das deformações da estrutura, sendo que as previsões dos esforços (momentos e corte) são sempre inferiores às obtidas através de análises dinâmicas não-lineares.

# 5

## CONCLUSÕES

### 5.1. CONCLUSÕES FINAIS

Para uma melhor compreensão do efeito do fenómeno sísmico em estruturas de pontes, procedeu-se à descrição de danos verificados em obras de arte durante a ocorrência de abalos sísmicos recentes, procurando identificar os mecanismos inerentes aos danos verificados mais representativos, e das falhas do comportamento estrutural associadas. A análise dos danos observados, tornou claro que a consideração do comportamento inelástico nos modelos de análise estrutural é um ponto fundamental para a correcta apreciação do seu comportamento sísmico. Dos danos referidos, destacam-se aqueles que afectam os nós dos elementos estruturais, zonas de comprimento limitado onde se concentram os fenómenos de dissipação de energia, vulgarmente designadas por rótulas plásticas. Por este facto, o seu comportamento estrutural, em termos das incursões não-lineares, deve ser definido com um cuidado especial e calibrado, se possível, com ensaios experimentais.

Com o intuito de comparar a análise sísmica de pontes através de análises estáticas não-lineares, análises *pushover*, usando metodologias distintas, realizou-se um estudo paramétrico de uma amostra de sete pontes com diferentes configurações geométricas para aferição das potencialidades e fragilidades deste tipo de análise.

Tendo em conta que se iria proceder a análises *pushover* de pontes em betão armado, que envolve a imposição de um carregamento monotónico da estrutura até esta responder em domínio não-linear, foram apresentadas com detalhe as leis do comportamento do betão e do aço utilizadas para a determinação, através de um modelo de fibras, das leis de comportamento inelástico da secção dos pilares. Este modelo demonstrou ser de grande utilidade para determinação das leis de comportamento de secções rectangulares ocas de betão armado, parâmetro essencial para a análise da resposta sísmica de estruturas de betão armado.

Com o objectivo de avaliar a influência de diversos parâmetros na definição do comportamento da rótula plástica foram efectuados alguns estudos comparativos. Assim, foram estudadas diferentes formulações para obter o comprimento da rótula plástica, a influência do posicionamento da rótula no elemento, e analisadas as diferenças nas leis do comportamento inelástico obtidas pelo modelo de fibras da secção e pelo modelo de fibras de plasticidade distribuída. Estes estudos permitiram concluir que as formulações correntes para definição do comprimento da rótula plástica e o posicionamento da rótula no elemento, não influenciam significativamente o resultado global da análise *pushover*. Apesar de ligeiras diferenças na zona de comportamento elástico-fissurado, as leis de comportamento inelástico obtidas pelos dois modelos são semelhantes, nomeadamente, no que refere ao momento máximo atingido e deformação de plastificação.

Das análises *pushover* realizadas a um grupo de pontes em betão armado, segundo a metodologia de rótula plástica concentrada ou plasticidade distribuída, procedeu-se a um estudo paramétrico de deslocamentos, momentos e esforços de corte, permitindo concluir que as duas metodologias não diferem significativamente nos resultados que fornecem. Apesar de globalmente, os valores de todos os parâmetros se aproximarem bastante, verificou-se que para intensidades reduzidas os resultados apresentam maiores diferenças. Estas diferenças, devem-se ao facto de que o procedimento proposto no EC8, prevê a definição de uma curva de capacidade bilinear que acentua as pequenas diferenças que existem nas curvas de capacidade obtidas com as duas metodologias, nomeadamente no que se refere à rigidez inicial.

De uma forma geral, o estudo paramétrico realizado permite concluir que as análises *pushover* obtidas com o modelo de rótulas plásticas, conduzem a menores valores de deformações do tabuleiro e de corte nos encontros, mas que resultam em maiores esforços do tabuleiro (momentos flectores) e pilares (corte), do que os resultados obtidos segundo o modelo de fibras.

Das diferentes variantes utilizadas para a análise *pushover*, a que adopta o caso de carga horizontal proporcional ao 1º modo de vibração da ponte, utilizando como nó de controlo o nó de máximo deslocamento modal, foi a que mais aproximou os resultados entre as duas metodologias estudadas.

Comparando os parâmetros da resposta sísmica das pontes para cada um dos modelos utilizados, em função do seu índice de regularidade, pode dizer-se que o índice de regularidade da ponte não tem uma influência directa nos resultados obtidos pelos modelos de rótula plástica ou modelos de fibras. De facto, quando a análise *pushover* é realizada com o caso de carga horizontal proporcional ao 1º modo de vibração, a resposta sísmica da ponte segundo os parâmetros mais relevantes (deslocamentos do tabuleiro e corte nos pilares), atinge um grau de aproximação superior a 90% entre as duas metodologias.

Como conclusão principal deste trabalho pode alegar-se que o esforço dispendido na aplicação de uma análise *pushover* em pontes de betão armado pela metodologia de plasticidade distribuída, em detrimento da rótula plástica concentrada, não apresenta benefícios significativos, conduzindo mesmo, em algumas ocasiões, a resultados menos precisos quando comparados com a ferramenta mais sofisticada de análise estrutural, a análise dinâmica não-linear.

Envolvendo a análise *pushover* análises não-lineares estáticas, esta pode ser entendida como um passo intermédio na análise sísmica de estruturas. Mais avançada do que a análise dinâmica linear, mas incapaz de reproduzir com a precisão desejada a complexidade da resposta dinâmica e cíclica das estruturas. Na sua filosofia de análise simples e eficaz que permite considerar o comportamento não-linear, a metodologia de rótula plástica provou ser uma ferramenta tão eficiente quanto o modelo de fibras. Se a este facto, se juntar os resultados do tempo de análise dispendido entre as duas metodologias, a opção pela metodologia de rótula plástica concentrada apresenta-se como muito atractiva no estudo sísmico de pontes correntes no domínio inelástico, nomeadamente para aqueles que utilizam massivamente as ferramentas automáticas de análise e dimensionamento sísmico estrutural, como os gabinetes de projecto.



## 5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com base na apreciação dos estudos desenvolvidos ao longo da dissertação, apresentam-se neste ponto algumas sugestões para desenvolvimentos futuros no âmbito deste trabalho.

Estudo paramétrico que envolva o refinamento na definição das leis de comportamento inelástico, definição do comprimento da rótula plástica, e metodologias de aplicação de análise *pushover* adaptativas que ultrapassem as limitações da especificada no EC8.

Sendo comum a adopção de pilares de secção oca em pontes de betão armado, e representando a determinação das leis de comportamento um passo fundamental e determinante na realização da análise *pushover*, o desenvolvimentos de um modelo de fibras com interface gráfico apelativo, de utilização simples e intuitiva que permitisse a sua inclusão em programas comerciais correntes, seria um impulso importante na difusão deste tipo de análise no seio da comunidade da engenharia civil.

Realização do aperfeiçoamento da metodologia proposta no EC8, designadamente no que confere á idealização da lei bilinear do SDOF quando as estruturas globais a analisar apresentam um *hardening* significativo, o que se repercute no ramo pouco horizontal da curva de capacidade e, consequentemente, na reduzida exploração da capacidade dúctil da estrutura.

Desenvolvimento de uma folha de cálculo com algoritmos de programação muito simples que permita acompanhar a aplicação do método proposto no EC8 de forma a automatizar e simplificar a adopção deste tipo de análise em aplicações correntes de análise e dimensionamento estrutural.

A realização do estudo do comportamento sísmico de pontes incluindo o comportamento dos aparelhos de apoio sobre os pilares, com a correcta definição das suas características, possivelmente não lineares. Este ponto terá um especial interesse no âmbito do estudo do isolamento sísmico de pontes, onde a utilização de aparelhos de apoio com borrachas de elevado amortecimento é pratica comum.

Estudo paramétrico análogo ao realizado no âmbito desta dissertação, estudando as vantagens e limitações dos modelos de rótula plástica concentrada comparativamente aos modelos de plasticidade distribuída segundo o modelo de fibras, utilizando como ferramenta de estudo do comportamento sísmico de pontes, análises dinâmicas não-lineares.



## BIBLIOGRAFIA

### A

- Antoniou, S., Pinho, R. (2004a). *Advantages and Limitations of Adaptive and Non-Adaptive Force-Based Pushover Procedures*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 8, no. 4, 497-522.
- Antoniou, S., Pinho, R. (2004b). *Development and Verification of a Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 8, no. 5, 643-661.
- Astaneh-Asl, A., et al. (1989). *Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of The October 17, 1989 Santa Cruz (Loma Prieta) Earthquake*. Report UCB/EERC-89/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Vol. 1, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Autodesk Inc. (2002). *AutoCAD*. Version 2006 (<http://usa.autodesk.com>).

### B

- Bertero, V., et al. (1984). Earthquake simulator tests and associated experimental, analytical and correlation studies of one-fifth scale model. In *Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures*, 375-424, American Concrete Institute, Detroit.
- Bommer, J.J., Martinez-Pereira, A. (1999). *The Effective Duration of Earthquake Ground Motion*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 3, no. 2, 127-172.
- Broderick, B.M., et al. (1994). *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Observations, Strong Motion and Correlative Response Analysis*. Research Report ESEE 94/4, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Imperial College, London.

### C

- Calvi, G.M., et al. (1993). *Progettazione Antisismica di Ponti Non Regolari*. Proceeding of the Giornate AICAP-93, Pisa, Itália.
- Calvi, M. (1994). *PREC8-Bridge Models for PSD Testing*. Design Documents, Department of Structural Mechanics, University of Pavia, Italy.
- Calvi, G.M., Kingsley, G.R. (1995). *Displacement-Based Seismic Design of Multi-Degree-of-Freedom Bridge Structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 24, no. 9, 1247-1266.
- Calvi, G., Pinto, P. (1995). *Irregular Bridges Designed According to Eurocode 8 - Numerical and Experimental Verifications*. Proceedings of the 1<sup>st</sup> Japan-Italy Workshop on Seismic Design of Bridges, Tsukuba, technical memorandum of PWRI N.3369.
- Casarotti, Chiara, et al. (2005). *Adaptive Pushover-based Methods for Seismic Assessment and Design of Bridge Structures*. IUSS Press, ROSE School, Pavia, Italy.
- Casarotti, C., Pinho, R (2006). *Seismic Response of Continuous Span Bridges Through Fiber-Based Finite Element Analysis*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, vol. 5, no. 1, 119-131.
- Casarotti, C., et al. (2008). *Verification of Spectral Reduction Factors for Seismic Assessment of Bridges*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering (submitted for publication).

Comité Européen de Normalisation. (2004a). *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Bruxelas.

Comité Européen de Normalisation. (2004b). *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges*. Bruxelas.

Charney, F., Bertero, V. (1982). *An Evaluation of the Design and Analytical Seismic Response of a Seven Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structure*. Report 82/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

CSI, Computers and Structures Inc. (2007). *SAP2000 - Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Manual*. Version 11 ([http://www.csiberkeley.com/products\\_SAP.html](http://www.csiberkeley.com/products_SAP.html)).

## D

Delgado, Pedro (2000). *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

## E

Elnashai, A.S., et al. (1989). *The Loma Prieta (Santa Cruz, California) Earthquake of 17 October 1989*. Report ESEE/98-9, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Imperial College, London.

Elnashai, A.S., et al. (1995). *Selected Engineering Seismology and Structural Engineering Studies of the Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake of 17 January 1995*. Report ESEE/95-2, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Imperial College, London.

## F

Fajfar, Peter, Fischinger, M. (1987). *Nonlinear Seismic Analysis of RC Buildings: Implications of a Case Study*. European Earthquake Engineering, vol. 1, 31-43.

Fajfar, Peter, Fischinger, M. (1988). *N2 - A Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Buildings*. Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Kyoto, vol. V, 111-116,

Fajfar, Peter, Gaspersic, P. (1996). *The N2 - A Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 25, 23-67.

Fajfar, Peter, et al. (1997). *A Simplified Nonlinear Method for Seismic Damage Analysis of Structures*. Proceedings of Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Balkema, Rotterdam, 183-194.

Fajfar, Peter (1999). *Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 28, 979-993.

Fajfar, Peter (2000). *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*. Earthquake Spectra, August, vol. 16, no. 3, 573-592.

FEMA, Federal Emergency Management Agency (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 273 and FEMA 274, Washington, D.C., (<http://www.fema.gov/index.shtm>).

Filippou, F.C., et al. (1983). *Modelling of R/C Joints Under Cyclic Excitations*. Journal of Structural Engineering, vol. 109, no. 11, 2666-2684.

Freeman, S.A., et al. (1975). *Evaluations of Existing Building for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard*. Proceedings of the 1<sup>st</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Bremerton, Washington, 113-122, EERI, Berkeley.

Freeman, S.A. (1998). *Development and Use of a Capacity Spectrum Method*. Proceedings of the 6<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, EERI, Oakland.

## G

Giuffr e, A., Pinto, P.E. (1970). *Il Comportamento del Cemento Armato per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensit *. Giornale del Genio Civile.

Glaister, S., Pinho, R. (2003). *Development of a Simplified Deformation-Based Method for Seismic Vulnerability Assessment*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 7, no. 1, 107-140.

Goel, R.K., Chopra, A.K. (1997). *Evaluation of Bridge Abutment Capacity*. Earthquake Spectra, vol. 13, no. 1, 225-254.

Goltz, J.D. (1994). *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: General Reconnaissance Report*. Report NCEER-94-0005, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo.

Guedes, J.P.M. (1997). *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridges. Modelling, Numerical Analysis and Experimental Assessment*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

## I

Izzuddin, B.A. (2001). *Conceptual Issues in Geometrically Nonlinear Analysis of 3D Framed Structures*. Comp. Meth. Applied Mech. and Engrg., vol. 191, 1029-1053.

## K

Kappos, A.J. (1991). *Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for RC Buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 20.

Kent, D.C., Park, R. (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, July, vol. 97, ST7, 1969-1990.

Krawinkler, H., Seneviratna, G.K. (1998). *Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation*. Engineering Structures, vol. 20 (4-6), 452-464.

## L

Lam, I.P., Martin, G.R. (1986). *Seismic Design of Highway Bridge Foundations Volume II: Design Procedures and Guidelines*. Report FHWA/RD-86/102, June, Earth Technology Corporation, Long Beach.

## M

Mander, J.B., et al. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, vol. 114, no. 8, 1804-1826.

Menjivar, M.A.L (2004). *A Review of Existing Pushover Methods for 2-D Reinforced Concrete Buildings*. PhD Thesis, ROSE School, Universit  de Pavia, Pavia.

Megally, S., et al. (2003). *Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments to Simulated Seismic Loading*. Proceedings of the Symposium Concrete Structures in Seismic Regions, May 6-8, Athens, Greece.

Miranda, E., Bertero, V. V. (1994). *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design*. Earthquake Spectra, vol. 10, 357-379.

## N

NISEE, National Information Service for Earthquake Engineering. (2000). *Image Database*. (<http://www.nisee.org>).

## O

Oliveira, C., et al. (1995). *O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 Janeiro de 1994 Ensinamentos para Portugal* IST, FEUP, Portugal.

## P

Papaioannou, I., et al. (2005). *Inelastic Analysis of Framed Structures Using the Fiber Approach*. Proceedings of the 5th GRACM International Congress of Computational Mechanics, Limassol, Cyprus.

Park, R., et al. (1982). *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. Journal of the Structural Division, April, vol. 108, no. ST4, 929-950, ASCE.

Pinho, R., et al. (2007a). *A comparison of Single-Run Pushover Analysis Techniques for Seismic Assessment of Bridges*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 36, no. 10, 1347-1362.

Pinho, R., et al. (2007b). *An Adaptive Capacity Spectrum Method and Other Nonlinear Static Procedures Applied to the Seismic Assessment of Bridges*. Proceedings of the 1<sup>st</sup> US-Italy Seismic Bridge Workshop, Pavia, Italy.

Pinho, R., et al. (2008). *Assessment of Continuous Span Bridges through Nonlinear Static Procedures*. (submitted for publication).

Pinto, A., et al. (1996). *Pseudo-Dynamic Testing of Large-Scale R/C Bridges*. Report EUR 16378 EN, Joint Research Centre, Ispra, Italia.

Priestley, M. J. N., et al. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons Inc., New York.

Priestley, M. J. N., et al. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. PRESS, IUSS, Pavia, Italy.

## R

Reinhorn, A. M. (1997). *Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations*. Proceedings of Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Balkema, Rotterdam.

## S

Seismosoft (2006). *Seismostruct*. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures available online from <http://www.seismosoft.com>.

SAC Joint Venture (1997). *Develop Suites of Time Histories, Project Task: 5.4.1*. Draft Report, March 21, Sacramento, USA.

## T

Tolis, S. V., Faccioli, E. (1999). *Displacement Design Spectra*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 3, 107-125.

## U

USGS, U.S. Geological Survey Earthquake Hazards Program (2007). *Image Database*. (<http://earthquake.usgs.gov/>).

## V

Vaz, Carlos Trancoso (1992). *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Vidic, T., et al. (1994). *Consistent Inelastic Design Spectra: Strenght and Displacement*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 23, 502-521.

Vila Pouca, Nelson (2001). *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

## Y

Yassin, M.H.M. (1994). *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures Under Monotonic and Cyclic Loads*. PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA.





# ANEXOS

## **A.1. RESULTADOS DAS ANÁLISES PUSHOVER PARA AS PONTE CURTAS**

## **A.2. RESULTADOS DAS ANÁLISES PUSHOVER PARA AS PONTE LONGAS**

P123	modal - n.º central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
		0.50	0.0344	-1.199E-03	-2.993E-02	-3.805E-02	36954.2	-11096.2	-34100.8	2483.6	3118.7	1828.5	-745.1	4236.8	-0.038	0.023	36954.2	27383.7	3118.7	2476.9	4236.8	
		0.75	0.0607	-3.457E-03	-5.488E-02	-6.840E-02	64986.6	-30981.5	-48898.5	4221.8	3164.7	2397.0	-1287.5	5763.9	-0.068	0.042	64986.6	48288.9	4221.8	3261.2	5763.9	
		1.00	0.0890	-5.371E-03	-8.328E-02	-1.248E-01	93094.8	-30439.9	-65539.1	5395.2	3205.6	2421.5	-1856.1	5844.9	-0.125	0.071	93094.8	63024.6	5395.2	3674.1	5844.9	
		1.50	0.1578	-2.188E-02	-1.515E-01	-2.423E-01	131489.1	-33744.2	-95119.8	6509.0	3301.8	2469.4	-2049.0	6001.1	-0.242	0.139	131489.1	86784.4	6509.0	4093.4	6001.1	
		3.00	0.5428	-1.566E-01	-5.362E-01	-8.379E-01	246837.2	-73585.1	-224594.7	6938.7	3477.6	2587.1	944.4	6771.6	-0.838	0.510	246837.2	181672.3	6938.7	4334.5	6771.6	
		3.50	0.7405	-2.262E-01	-7.332E-01	-1.142E+00	304512.2	-94378.1	-290402.8	7080.3	3550.8	2632.4	2531.6	7164.3	-1.142	0.700	304512.2	229764.4	7080.3	4421.1	7164.3	
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximo e médias							
		Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
0.50	0.0423	2.494E-03	3.736E-02	4.380E-02	44731.9	-21354.3	-37259.3	-2996.0	-2542.9	-1380.3	872.9	-4594.2	0.044	0.028	44731.9	34448.5	-2996.0	2306.4	-4594.2			
0.75	0.0711	5.876E-03	6.485E-02	8.733E-02	70534.3	-28546.1	-54125.1	-4338.3	-3151.6	-1895.1	1312.6	-5793.3	0.087	0.053	70534.3	51068.5	-4338.3	3128.3	-5793.3			
1.00	0.1059	9.768E-03	9.893E-02	1.524E-01	100638.9	-28647.6	-69933.4	-5569.1	-3297.3	-2263.9	1841.0	-5882.8	0.152	0.087	100638.9	66406.6	-5569.1	3710.1	-5882.8			
1.50	0.1842	2.728E-02	1.761E-01	2.868E-01	147064.0	-32120.1	-103627.3	-7019.0	-3391.6	-2344.9	2182.8	-6062.3	0.287	0.163	147064.0	94270.5	-7019.0	4251.8	-6062.3			
3.00	0.5543	1.557E-01	5.457E-01	8.605E-01	260895.1	-70588.2	-229091.4	-7650.1	-3409.9	-2200.8	-535.2	-6805.0	0.860	0.521	260895.1	186858.2	-7650.1	4420.3	-6805.0			
3.50	0.7353	2.202E-01	7.268E-01	1.139E+00	312894.3	-90688.1	-289181.3	-7749.5	-3379.9	-2109.5	-2019.6	-7163.9	1.139	0.695	312894.3	230921.2	-7749.5	4413.0	-7163.9			
P123	modal - n.º máximo desl	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximo e médias							
		Intens	d22	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
		0.50	0.0448	-1.210E-03	-3.019E-02	-3.831E-02	37296.9	-11380.9	-34281.9	2506.7	3119.2	1835.4	-752.4	4259.5	-0.038	0.023	37296.9	27653.2	3119.2	2487.1	4259.5	
		0.75	0.0751	-3.362E-03	-5.378E-02	-6.630E-02	63930.8	-30934.7	-48239.5	4176.9	3163.1	2397.3	-1267.1	5756.9	-0.066	0.041	63930.8	47701.7	4176.9	3245.8	5756.9	
		1.00	0.1057	-4.544E-03	-7.130E-02	-1.010E-01	81291.8	-30673.5	-58529.6	4903.7	3188.4	2412.5	-1618.3	5812.3	-0.101	0.059	81291.8	56831.7	4903.7	3501.5	5812.3	
		1.50	0.1830	-1.081E-02	-1.188E-01	-1.907E-01	120772.4	-30918.1	-83658.7	6425.2	3256.2	2450.6	-2266.9	5934.0	-0.191	0.107	120772.4	78449.7	6425.2	4044.0	5934.0	
		3.00	0.5429	-1.000E-01	-3.758E-01	-5.904E-01	199811.8	-56647.6	-170961.2	6820.9	3418.3	2551.5	-346.9	6451.6	-0.590	0.355	199811.8	142473.5	6820.9	4263.6	6451.6	
		3.50	0.7251	-1.462E-01	-5.066E-01	-7.921E-01	238102.0	-70452.3	-214651.4	6914.8	3466.9	2581.6	706.9	6712.4	-0.792	0.482	238102.0	174401.9	6914.8	4321.1	6712.4	
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
		Intens	d25	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
0.50	0.0520	2.479E-03	3.725E-02	4.368E-02	44621.6	-21276.0	-37161.5	-2988.7	-2539.0	-1378.7	871.1	-4583.2	0.044	0.028	44621.6	34353.0	-2988.7	2302.2	-4583.2			
0.75	0.0863	5.362E-03	6.012E-02	7.825E-02	66294.0	-28627.3	-52206.8	-4161.0	-3110.5	-1798.2	1237.4	-5780.6	0.078	0.048	66294.0	49042.7	-4161.0	3023.3	-5780.6			
1.00	0.1253	7.951E-03	8.347E-02	1.228E-01	87182.1	-28764.6	-62123.4	-5032.9	-3248.4	-2184.2	1607.0	-5842.3	0.123	0.071	87182.1	59356.7	-5032.9	3488.5	-5842.3			
1.50	0.2136	1.630E-02	1.383E-01	2.247E-01	130136.8	-29186.8	-89109.2	-6646.1	-3370.0	-2327.8	2249.3	-5980.7	0.225	0.126	130136.8	82810.9	-6646.1	4114.6	-5980.7			
3.00	0.5592	9.801E-02	3.823E-01	6.085E-01	212791.4	-52879.5	-174423.6	-7522.0	-3426.0	-2280.8	756.0	-6479.4	0.609	0.363	212791.4	146698.1	-7522.0	4409.6	-6479.4			
3.50	0.7413	1.441E-01	5.131E-01	8.103E-01	251454.9	-66959.6	-218242.8	-7607.5	-3413.8	-2209.5	-269.7	-6740.2	0.810	0.489	251454.9	178885.8	-7607.5	4410.3	-6740.2			
P123	uniforme - n.º central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
		0.50	0.0217	2.987E-03	1.678E-02	2.057E-02	-30752.3	3300.1	13419.8	-3945.2	-2366.3	-1282.5	-1003.5	-2782.6	0.021	0.013	-30752.3	15824.1	-3945.2	2531.4	-2782.6	
		0.75	0.0362	5.878E-03	2.897E-02	3.325E-02	-46355.2	10680.7	22175.9	-5723.0	-3076.4	-1594.8	-1399.0	-4156.4	0.033	0.023	-46355.2	26403.9	-5723.0	3464.7	-4156.4	
		1.00	0.0583	1.802E-02	5.138E-02	4.891E-02	-50360.2	28846.3	24962.7	-6488.9	-3106.5	-1981.0	-2248.1	-5248.6	0.051	0.039	-50360.2	34723.1	-6488.9	3858.8	-5248.6	
		1.50	0.1064	3.968E-02	9.906E-02	1.095E-01	-57153.9	42263.3	35089.0	-6647.1	-3170.5	-2277.1	-3295.1	-5820.1	0.109	0.083	-57153.9	44835.4	-6647.1	4031.6	-5820.1	
		3.00	0.3343	1.421E-01	3.267E-01	4.398E-01	-108377.9	64642.7	96313.0	-6917.8	-3331.4	-2362.2	-5779.5	-6242.4	0.440	0.303	-108377.9	89777.9	-6917.8	4203.8	-6242.4	
		3.50	0.4117	2.147E-01	4.046E-01	5.217E-01	-111767.0	66015.1	99275.8	-7065.6	-3357.0	-2368.8	-5860.5	-6337.7	0.522	0.380	-111767.0	92352.6	-7065.6	4263.8	-6337.7	
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
		Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
0.50	0.0262	4.767E-03	2.165E-02	2.371E-02	32605.2	-9986.2	-15135.8	-3946.2	-1941.8	-1078.4	-940.2	-2853.8	0.024	0.017	32605.2	19242.4	-3946.2	2322.1	-2853.8			
0.75	0.0456	1.082E-02	3.989E-02	4.078E-02	49311.1	-22108.6	-26208.1	-5874.0	-2632.4	-1339.9	-1518.6	-4545.5	0.041	0.030	49311.1	32542.6	-5874.0	3282.1	-4545.5			
1.00	0.0682	2.089E-02	6.081E-02	6.028E-02	56405.5	-33268.6	-33509.3	-6859.4	-3114.0	-1591.4	-2285.7	-5757.2	0.061	0.047	56405.5	41061.1	-6859.4	3854.9	-5757.2			
1.50	0.1232	4.236E-02	1.151E-01	1.405E-01	70208.6	-40073.1	-44012.4	-7219.1	-3329.5	-2242.0	-3168.5	-5862.4	0.141	0.099	70208.6	51431.4	-7219.1	4263.5	-5862.4			
3.00	0.3635	1.443E-01	3.547E-01	4.930E-01																		

P213	modal - n° central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>
		0.50	0.0068	3.682E-03	-2.898E-03	-2.623E-02	3011.0	37716.4	-39882.1	-924.4	3889.4	1666.7	-349.7	4591.0	-0.026	0.011	-39882.1	26869.8	3889.4	2160.2	4591.0
		0.75	0.0111	5.547E-03	-6.114E-03	-4.983E-02	5726.0	62865.6	-56164.0	-1389.8	5723.3	2297.2	-529.4	5778.7	-0.050	0.020	62865.6	41585.2	5723.3	3136.8	5778.7
		1.00	0.0192	5.701E-03	-1.258E-02	-7.139E-02	11091.2	74481.1	-62039.7	-1429.4	6351.2	2639.8	-668.8	5813.3	-0.071	0.030	74481.1	49204.0	6351.2	3473.5	5813.3
		1.50	0.0427	3.282E-03	-3.605E-02	-1.211E-01	30760.6	80654.7	-77088.9	-834.3	6613.0	2655.3	-1031.8	5883.2	-0.121	0.053	80654.7	62834.7	6613.0	3367.6	5883.2
	3.00	0.2473	-2.993E-02	-2.381E-01	-5.093E-01	176422.1	98031.0	-185477.6	3540.7	7222.7	2745.1	-3074.0	6415.6	-0.509	0.259	-185477.6	153310.2	7222.7	4502.8	6415.6	
	3.50	0.3772	-7.262E-02	-3.678E-01	-7.219E-01	219225.4	95714.5	-234918.7	3575.3	7525.2	2769.1	-2298.8	6696.5	-0.722	0.387	-234918.7	183286.2	7525.2	4623.2	6696.5	
	modal - n° máximo desl	Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>
0.50		0.0074	-2.557E-03	3.698E-03	2.254E-02	3288.5	29788.2	-33014.9	655.1	-3174.0	-1058.2	271.9	-3908.7	0.023	0.010	-33014.9	22030.5	-3174.0	1629.1	-3908.7	
0.75		0.0149	-3.959E-03	9.773E-03	4.819E-02	8601.1	52462.2	-55120.6	977.2	-5117.1	-1439.8	497.4	-5772.3	0.048	0.021	-55120.6	38728.0	-5117.1	2511.4	-5772.3	
1.00		0.0258	-4.807E-03	1.942E-02	8.509E-02	17036.9	75665.5	-66315.8	1105.1	-6363.4	-1871.5	739.9	-5832.0	0.085	0.036	75665.5	53006.0	-6363.4	3113.3	-5832.0	
1.50		0.0539	-1.989E-03	4.652E-02	1.442E-01	39171.1	85198.7	-81574.3	506.0	-6820.4	-2246.6	1147.9	-5917.2	0.144	0.064	85198.7	68648.0	-6820.4	3191.0	-5917.2	
P213	uniforme - n° central	3.00	0.2611	4.013E-02	2.513E-01	5.237E-01	166477.3	98967.2	-182612.5	-2819.3	-7481.1	-2286.8	2382.9	-6434.2	0.524	0.272	-182612.5	149352.3	-7481.1	4195.7	-6434.2
		3.50	0.3883	7.832E-02	3.778E-01	7.356E-01	216777.3	96985.0	-233402.4	-3376.0	-7676.6	-2221.5	1966.9	-6715.4	0.736	0.397	-233402.4	182388.2	-7676.6	4424.7	-6715.4
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d32	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>
		0.50	0.0252	-2.578E-03	3.795E-03	2.287E-02	3373.2	30106.8	-33498.8	660.5	-3211.0	-1064.4	275.8	-3959.6	0.023	0.010	-33498.8	22326.3	-3211.0	1645.3	-3959.6
		0.75	0.0428	-3.473E-03	8.397E-03	3.965E-02	7335.4	45017.7	-52274.4	884.7	-4712.9	-1324.6	444.8	-5757.8	0.040	0.017	-52274.4	34875.9	-4712.9	2307.4	-5757.8
	1.00	0.0655	-4.588E-03	1.148E-02	5.853E-02	10322.0	61288.5	-58626.5	1074.6	-5593.8	-1569.9	567.1	-5789.9	0.059	0.025	61288.5	43412.3	-5593.8	2746.1	-5789.9	
	1.50	0.1215	-3.714E-03	3.013E-02	1.097E-01	25444.2	81255.9	-72323.4	925.6	-6651.6	-2108.3	895.2	-5868.3	0.110	0.048	81255.9	59674.5	-6651.6	3228.5	-5868.3	
	3.00	0.3809	1.522E-02	1.537E-01	3.523E-01	116999.8	97201.1	-139121.5	-1812.1	-7287.5	-2330.4	2261.5	-6204.0	0.352	0.174	-139121.5	117774.2	-7287.5	3810.0	-6204.0	
	3.50	0.4915	3.003E-02	2.127E-01	4.565E-01	147537.2	98549.4	-165706.2	-2452.3	-7412.2	-2305.6	2360.3	-6344.2	0.457	0.233	-165706.2	137264.3	-7412.2	4056.7	-6344.2	
uniforme - n° máximo desl	Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
	Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
	0.50	0.0057	4.236E-03	1.449E-03	7.619E-03	1208.4	-22269.8	9703.2	-1096.1	-3000.0	-584.1	-1270.9	-1613.1	0.008	0.004	-22269.8	11060.5	-3000.0	1560.1	-1613.1	
	0.75	0.0091	6.732E-03	3.661E-03	1.211E-02	492.3	-30577.0	13990.4	-1741.8	-4348.3	-928.1	-1890.4	-2434.0	0.012	0.007	-30577.0	15019.9	-4348.3	2339.4	-2434.0	
	1.00	0.0146	1.069E-02	6.288E-03	1.692E-02	2815.9	-41213.6	18425.0	-2237.5	-5949.6	-1296.8	-2696.4	-3324.0	0.017	0.011	-41213.6	20818.2	-5949.6	3161.3	-3324.0	
	1.50	0.0299	1.973E-02	2.162E-02	2.877E-02	458.3	-33398.0	22833.7	-2961.5	-6573.1	-1617.3	-3518.9	-4415.5	0.029	0.023	-33398.0	18896.7	-6573.1	3717.3	-4415.5	
uniforme - n° central	3.00	0.1162	6.342E-02	1.064E-01	1.274E-01	-9293.7	-6069.4	36647.6	-3601.6	-6912.5	-2476.7	-5646.1	-5853.5	0.127	0.099	36647.6	17336.9	-6912.5	4330.3	-5853.5	
	3.50	0.1499	9.164E-02	1.403E-01	1.663E-01	-11575.7	-5781.8	39788.6	-3625.9	-6991.5	-2482.7	-5784.2	-5900.3	0.166	0.133	39788.6	19048.7	-6991.5	4366.7	-5900.3	
	Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
	Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
	0.50	0.0071	5.252E-03	3.204E-03	8.647E-03	-845.1	20712.7	-9408.8	-1160.9	-2987.1	-633.5	-1338.6	-1683.4	0.009	0.006	20712.7	10322.2	-2987.1	1593.8	-1683.4	
	0.75	0.0145	1.088E-02	8.227E-03	1.547E-02	-4126.2	30816.9	-15709.5	-1596.2	-4664.7	-898.3	-2258.9	-2725.3	0.015	0.012	30816.9	16884.2	-4664.7	2386.4	-2725.3	
THA	uniforme - n° máximo desl	1.00	0.0185	1.412E-02	1.124E-02	1.931E-02	-6214.7	35932.3	-19308.3	-1784.7	-5534.0	-995.8	-2752.9	-3280.1	0.019	0.015	35932.3	20485.1	-5534.0	2771.5	-3280.1
		1.50	0.0395	2.730E-02	3.070E-02	3.466E-02	-8095.6	30272.0	-26655.7	-8095.6	-30272.0	-1253.8	-4006.7	-4753.9	0.035	0.031	30272.0	21674.4	-6668.7	3431.5	-4753.9
		3.00	0.1406	8.297E-02	1.311E-01	1.598E-01	10354.2	11037.4	-42449.5	-3437.5	-7231.4	-2262.2	-5774.5	-5893.9	0.160	0.125	-42449.5	21280.4	-7231.4	4310.3	-5893.9
		3.50	0.1769	1.172E-01	1.670E-01	1.973E-01	11644.2	11488.8	-43424.2	-3522.2	-7313.9	-2296.5	-5813.3	-5937.8	0.197	0.161	-43424.2	22185.7	-7313.9	4377.6	-5937.8
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intensidade	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	
0.5	2.330E-02	2.071E-02	3.250E-02	25990.8	50067.8	48562.8	2492.7	7637.7	1599.2	3716.7	5009.9	0.033	0.026	50067.8	41540.5	7637.7	3909.9	5009.9			
0.75	3.238E-02	4.191E-02	4.872E-02	28002.2	55877.1	61127.8	2877.6	11782.8	2067.8	4858.0	5986.4	0.049	0.041	61127.8	48335.7	11782.8	5576.1	5986.4			
1.00	4.523E-02	6.525E-02	6.920E-02	34909.0	67655.3	62759.9	3657.1	14720.4	2540.3	5924.0	6218.8	0.069	0.060	67655.3	55108.0	14720.4	6972.6	6218.8			
1.50	8.716E-02	1.173E-01	1.132E-01	60101.8	95497.8	70087.5	4714.6	26279.7	3451.7	6536.8	6911.8	0.117	0.106	95497.8	75229.0	26279.7	11482.0	6911.8			
3.00	2.179E-01	2.558E-01	2.380E-01	82867.5	118623.8	82901.7	6635.3														

		Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,máx</sub>
P222	modal - nó central	0.50	0.0446	2.197E-02	3.855E-02	2.197E-02	-10158.6	26155.9	-10158.6	-3070.3	-3357.6	-3070.3	-1673.8	-1673.8	0.039	0.027	26155.9	15491.0	-3357.6	3166.0	-1673.8
		0.75	0.0795	4.243E-02	7.353E-02	4.243E-02	-9505.5	57185.0	-9505.5	-3620.1	-3425.4	-3620.1	-2802.9	-2802.9	0.074	0.053	57185.0	25398.6	-3620.1	3555.2	-2802.9
		1.00	0.1303	7.405E-02	1.245E-01	7.405E-02	-1870.6	97011.2	-1870.6	-3657.4	-3518.5	-3657.4	-4562.9	-4562.9	0.125	0.091	97011.2	33584.1	-3657.4	3611.1	-4562.9
		1.50	0.2163	1.462E-01	2.104E-01	1.462E-01	3219.9	125408.7	3219.9	-3726.6	-3601.5	-3726.6	-5807.6	-5807.6	0.210	0.168	125408.7	43949.5	-3726.6	3684.9	-5807.6
		3.00	0.4560	3.831E-01	4.504E-01	3.831E-01	4092.0	131699.0	4092.0	-3772.5	-3631.2	-3772.5	-6075.9	-6075.9	0.450	0.406	131699.0	46627.7	-3772.5	3725.4	-6075.9
		3.50	0.5515	4.769E-01	5.454E-01	4.769E-01	4494.0	134116.6	4494.0	-3783.7	-3642.9	-3783.7	-6182.1	-6182.1	0.545	0.500	134116.6	47701.5	-3783.7	3736.8	-6182.1
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,máx</sub>
		0.50	0.0576	3.141E-02	5.254E-02	3.141E-02	5068.8	-35116.1	5073.0	-2545.9	-3006.8	-2545.9	-2225.7	-2225.7	0.053	0.038	-35116.1	15085.9	-3006.8	2699.5	-2225.7
		0.75	0.1034	5.734E-02	9.649E-02	5.734E-02	4262.6	-72567.0	4268.3	-3294.0	-3289.9	-3294.0	-3714.6	-3714.6	0.096	0.070	-72567.0	27032.6	-3294.0	3292.6	-3714.6
		1.00	0.1499	8.590E-02	1.432E-01	8.590E-02	-1435.1	-109951.5	-1428.4	-3467.9	-3375.5	-3467.9	-5338.3	-5338.3	0.143	0.105	-109951.5	37605.0	-3467.9	3437.1	-5338.3
		1.50	0.2294	1.591E-01	2.220E-01	1.591E-01	-2555.9	-121791.2	-2549.3	-3589.6	-3404.1	-3589.2	-5823.9	-5823.9	0.222	0.180	-121791.2	42298.8	-3589.6	3527.6	-5823.9
3.00	0.4840	4.109E-01	4.770E-01	4.109E-01	-3575.7	-128334.9	-3573.6	-3610.2	-3411.0	-3610.2	-6109.1	-6109.1	0.477	0.433	-128334.9	45161.4	-3610.2	3543.8	-6109.1		
3.50	0.5741	4.998E-01	5.670E-01	4.998E-01	-4076.7	-130726.1	-4075.7	-3594.8	-3390.7	-3594.8	-6209.7	-6209.7	0.567	0.522	-130726.1	46292.8	-3594.8	3526.8	-6209.7		
P222	uniforme - nó central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,máx</sub>
		0.50	0.0310	1.859E-02	2.532E-02	1.859E-02	-5952.6	3322.2	-5952.6	-2870.2	-3175.3	-2870.2	-2634.9	-2634.9	0.025	0.021	-5952.6	5075.8	-3175.3	2971.9	-2634.9
		0.75	0.0550	3.248E-02	4.806E-02	3.248E-02	-6965.6	21858.6	-6965.6	-3573.2	-3314.5	-3573.2	-3704.9	-3704.9	0.048	0.038	21858.6	11929.9	-3573.2	3487.0	-3704.9
		1.00	0.0859	5.282E-02	7.900E-02	5.282E-02	-1482.6	43188.9	-1482.6	-3590.6	-3356.2	-3590.6	-5017.8	-5017.8	0.079	0.062	43188.9	15384.7	-3590.6	3512.5	-5017.8
		1.50	0.1498	1.106E-01	1.429E-01	1.106E-01	1606.7	55115.5	1606.7	-3640.2	-3442.3	-3640.2	-5804.3	-5804.3	0.143	0.121	55115.5	19443.0	-3640.2	3574.3	-5804.3
		3.00	0.3415	3.001E-01	3.337E-01	3.001E-01	2143.4	57748.0	2143.4	-3704.4	-3517.2	-3704.4	-6020.0	-6020.0	0.334	0.311	57748.0	20678.2	-3704.4	3642.0	-6020.0
		3.50	0.4143	3.724E-01	4.067E-01	3.724E-01	2442.3	59007.5	2442.4	-3712.6	-3526.2	-3712.6	-6102.3	-6102.3	0.407	0.384	59007.5	21297.4	-3712.6	3650.4	-6102.3
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,máx</sub>
		0.50	0.0411	2.517E-02	3.630E-02	2.517E-02	2052.2	-14363.7	2055.8	-2288.2	-2502.6	-2289.3	-2778.5	-2778.5	0.036	0.029	-14363.7	6157.2	-2502.6	2360.1	-2778.5
		0.75	0.0763	4.697E-02	6.982E-02	4.697E-02	-168.4	-36244.9	-163.4	-3096.8	-3181.8	-3091.1	-4561.4	-4561.4	0.070	0.055	-36244.9	12192.2	-3181.8	3123.3	-4561.4
1.00	0.1144	7.498E-02	1.073E-01	7.498E-02	-2780.0	-55480.2	-2774.2	-3425.1	-3314.9	-3425.0	-5762.5	-5762.5	0.107	0.086	-55480.2	20344.8	-3425.1	3388.3	-5762.5		
1.50	0.1802	1.404E-01	1.731E-01	1.404E-01	-1944.9	-56217.7	-1938.6	-3579.7	-3384.3	-3579.7	-5837.5	-5837.5	0.173	0.151	-56217.7	20033.8	-3579.7	3514.6	-5837.5		
3.00	0.3924	3.506E-01	3.850E-01	3.506E-01	-2699.7	-59558.4	-2703.3	-3626.5	-3431.2	-3616.8	-6076.6	-6076.6	0.385	0.362	-59558.4	21653.8	-3626.5	3558.2	-6076.6		
3.50	0.4752	4.328E-01	4.680E-01	4.328E-01	-3143.6	-61066.1	-3144.0	-3609.6	-3432.2	-3609.7	-6170.0	-6170.0	0.468	0.445	-61066.1	22451.2	-3609.7	3550.5	-6170.0		
THA		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
		Intensidade	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,máx</sub>	
		0.5	3.917E-02	6.561E-02	3.917E-02	15221.9	55563.6	15213.2	3019.7	3622.9	3019.7	3477.5	3477.5	0.066	0.048	55563.6	28666.3	3622.9	3220.7	3477.5	
		0.75	6.125E-02	1.044E-01	6.125E-02	21533.6	79609.9	21484.0	3781.6	4621.2	3781.6	5165.6	5165.6	0.104	0.076	79609.9	40875.8	4621.2	4061.4	5165.6	
		1.00	8.050E-02	1.408E-01	8.050E-02	24111.5	140142.3	24090.2	4161.0	5031.7	4159.3	6215.9	6215.9	0.141	0.101	140142.3	62781.3	5031.7	4450.6	6215.9	
		1.50	1.325E-01	2.110E-01	1.325E-01	35777.1	202310.4	35735.9	4515.8	7218.4	4518.2	6652.1	6652.2	0.211	0.159	202310.4	91274.5	7218.4	5417.5	6652.2	
		3.00	3.248E-01	4.017E-01	3.249E-01	57448.0	281579.7	57564.1	6529.7	8770.6	6571.9	8571.6	8572.2	0.402	0.350	281579.7	132197.3	8770.6	7290.7	8572.2	
3.50	3.965E-01	4.794E-01	3.966E-01	62894.2	301308.7	62925.6	7595.9	9633.4	7599.6	9216.6	9216.8	0.479	0.424	301308.7	142376.2	9633.4	8276.3	9216.8			

P232	modal - nó central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias					
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>
		0.50	0.0556	-2.464E-02	-5.061E-02	-2.464E-02	19289.9	-54207.5	19289.9	3387.7	2150.2	3387.7	1171.0	1171.0	-0.051	0.033	-54207.5	30929.1	3387.7	2975.2
		0.75	0.0943	-4.773E-02	-8.929E-02	-4.773E-02	15745.6	-86647.1	15745.6	3613.1	2398.9	3613.1	2375.8	2375.8	-0.089	0.062	-86647.1	39379.5	3613.1	3208.4
		1.00	0.1475	-7.979E-02	-1.424E-01	-7.979E-02	9148.5	-130874.4	9148.5	3649.5	2450.4	3649.5	4035.8	4035.8	-0.142	0.101	-130874.4	49723.8	3649.5	3249.8
		1.50	0.2440	-1.544E-01	-2.394E-01	-1.544E-01	2414.8	-178080.9	2414.8	3723.0	2520.9	3723.0	5796.5	5796.5	-0.239	0.183	-178080.9	60970.2	3723.0	3322.3
		3.00	0.5103	-4.166E-01	-5.053E-01	-4.166E-01	1421.7	-185874.5	1421.7	3763.7	2580.4	3763.7	6092.9	6092.9	-0.505	0.446	-185874.5	62905.9	3763.7	3369.3
		3.50	0.6123	-5.171E-01	-6.073E-01	-5.171E-01	1042.2	-188993.0	1042.2	3775.6	2587.4	3775.6	6206.5	6206.5	-0.607	0.547	-188993.0	63692.5	3775.6	3379.5
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias					
		Intens	d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>
	0.50	0.0736	3.727E-02	6.973E-02	3.727E-02	12712.8	-67290.3	12717.0	-2767.8	-1561.5	-2767.8	-1858.6	-1858.6	0.070	0.048	-67290.3	30906.7	-2767.8	2365.7	
	0.75	0.1187	6.295E-02	1.137E-01	6.295E-02	11383.5	-104985.8	11389.0	-3355.6	-1991.4	-3355.6	-3196.1	-3196.1	0.114	0.080	-104985.8	42586.1	-3355.6	2900.8	
	1.00	0.1663	9.102E-02	1.604E-01	9.102E-02	6258.3	-143564.6	6264.8	-3492.0	-2134.4	-3492.0	-4670.3	-4670.3	0.160	0.114	-143564.6	52029.2	-3492.0	3039.5	
	1.50	0.2579	1.682E-01	2.522E-01	1.682E-01	2444.0	-174120.2	2451.3	-3604.0	-2197.6	-3604.0	-5813.2	-5813.2	0.252	0.196	-174120.2	59671.8	-3604.0	3135.2	
	3.00	0.5385	4.442E-01	5.322E-01	4.442E-01	1420.8	-182785.7	1427.0	-3621.7	-2171.6	-3621.7	-6125.1	-6125.1	0.532	0.474	-182785.7	61877.9	-3621.7	3138.4	
	3.50	0.6386	5.439E-01	6.333E-01	5.439E-01	827.3	-185667.2	832.1	-3599.2	-2150.4	-3599.2	-6237.8	-6237.8	0.633	0.574	-185667.2	62442.2	-3599.2	3116.2	
	uniforme - nó central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias					
		Intens	d17	p8	p16	p24	d9	d17	d25	p1	p9	p17	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>
		0.50	0.0348	1.851E-02	3.046E-02	1.851E-02	-11470.4	21872.7	-11470.4	-2863.9	-1549.3	-2863.9	-2127.7	-2127.7	0.030	0.022	21872.7	14937.8	-2863.9	2425.7
		0.75	0.0607	3.465E-02	5.520E-02	3.465E-02	-10277.4	37699.3	-10277.4	-3565.0	-2143.8	-3565.0	-3488.6	-3488.6	0.055	0.041	37699.3	19418.0	-3565.0	3091.2
1.00		0.0943	5.635E-02	8.806E-02	5.635E-02	-4083.1	59738.7	-4083.1	-3583.5	-2271.5	-3583.5	-4929.3	-4929.3	0.088	0.067	59738.7	22634.9	-3583.5	3146.2	
1.50		0.1609	1.161E-01	1.550E-01	1.161E-01	-757.0	74190.8	-757.0	-3634.7	-2296.3	-3634.7	-5804.5	-5804.5	0.155	0.129	74190.8	25234.9	-3634.7	3188.6	
3.00		0.3613	3.145E-01	3.549E-01	3.145E-01	-148.1	76987.9	-148.1	-3695.2	-2370.5	-3695.2	-6030.4	-6030.4	0.355	0.328	76987.9	25761.4	-3695.2	3253.6	
3.50		0.4412	3.938E-01	4.348E-01	3.938E-01	173.4	78417.1	173.4	-3704.0	-2377.5	-3704.0	-6120.5	-6120.5	0.435	0.407	78417.1	26254.6	-3704.0	3261.8	
Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias							
Intens		d20	p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	
0.50	0.0462	2.643E-02	4.248E-02	2.643E-02	6406.0	-30683.6	6409.4	-2343.9	-1240.4	-2343.9	-2482.7	-2482.7	0.042	0.032	-30683.6	14499.6	-2343.9	1976.1		
0.75	0.0833	4.911E-02	7.825E-02	4.911E-02	4894.9	-56696.2	4899.5	-3159.1	-1651.2	-3159.1	-4243.4	-4243.4	0.078	0.059	-56696.2	22163.5	-3159.1	2656.4		
1.00	0.1209	7.571E-02	1.156E-01	7.571E-02	70.4	-77305.9	75.8	-3434.5	-2001.7	-3434.5	-5756.5	-5756.5	0.116	0.089	-77305.9	25817.3	-3434.5	2956.9		
1.50	0.1917	1.465E-01	1.863E-01	1.465E-01	733.3	-76734.6	739.1	-3593.4	-2157.5	-3593.4	-5838.0	-5838.0	0.186	0.160	-76734.6	26069.0	-3593.4	3114.8		
3.00	0.4170	3.695E-01	4.113E-01	3.695E-01	-62.6	-80559.4	-61.7	-3630.1	-2190.6	-3630.1	-6091.7	-6091.7	0.411	0.383	-80559.4	26894.5	-3630.1	3150.2		
3.50	0.5011	4.527E-01	4.953E-01	4.527E-01	-485.0	-82351.4	-485.5	-3621.8	-2175.4	-3621.8	-6186.0	-6186.0	0.495	0.467	-82351.4	27774.0	-3621.8	3139.7		
THA	Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)			M Tabuleiro (kN.m)			V Pilar (kN)			V Enc (kN)		Máximos e médias						
	Intensidade		p10	p20	p30	d10	d20	d30	p17	p27	p37	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	Desl <sub>p,max</sub>	Desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>tab,max</sub>	M <sub>tab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	
	0.5		4.402E-02	8.610E-02	4.402E-02	19993.9	88841.9	19969.9	3013.7	2093.4	3013.7	3495.1	3495.2	0.086	0.058	88841.9	42935.2	3013.7	2706.9	
	0.75		6.450E-02	1.255E-01	6.450E-02	26008.9	136919.6	26006.5	3671.1	2608.3	3671.2	5711.9	5711.9	0.125	0.085	136919.6	62978.3	3671.2	3316.9	
	1.00		9.812E-02	1.782E-01	9.812E-02	31020.2	179152.9	31018.2	4187.0	3145.2	4187.9	6341.8	6341.8	0.178	0.125	179152.9	80397.1	4187.9	3840.0	
	1.50		1.677E-01	2.549E-01	1.677E-01	42922.6	243886.5	42938.2	4964.4	3529.1	4964.5	7059.1	7059.2	0.255	0.197	243886.5	109915.8	4964.5	4486.0	
	3.00		3.922E-01	4.884E-01	3.922E-01	54361.0	333192.8	54367.4	6511.9	5100.2	6511.7	9474.0	9473.7	0.488	0.424	333192.8	147307.1	6511.9	6041.3	
3.50		4.333E-01	5.267E-01	4.333E-01	59945.8	356865.1	59927.7	7908.7	4913.9	8225.0	10274.2	10272.5	0.527	0.464	356865.1	158912.8	8225.0	7015.9		

P2222222	modal - nó central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)							M Tabuleiro (kN.m)							V Pilar (kN)							V Enc (kN)	
		Intens	d33	p8	p16	p24	p32	p40	p48	p56	d9	d17	d25	d33	d41	d49	d57	p1	p9	p17	p25	p33	p41	p49	Enc <sub>esq</sub>	Enc <sub>dir</sub>
		0.50	0.0714	4.016E-03	1.976E-02	3.964E-02	4.921E-02	3.964E-02	1.976E-02	4.016E-03	-14600.1	-13196.5	-1360.9	7753.0	-1360.9	-13196.5	-14600.1	-1046.2	-2779.0	-3459.0	-3468.2	-3459.0	-2779.0	-1046.2	-411.7	-411.7
		0.75	0.1122	5.032E-03	3.205E-02	7.042E-02	8.871E-02	7.042E-02	3.205E-02	5.032E-03	-24667.3	-23123.3	8317.9	24278.7	8317.9	-23123.3	-24667.3	-1309.7	-3373.4	-3484.0	-3500.1	-3484.0	-3373.4	-1309.7	-265.0	-265.0
		1.00	0.1584	7.873E-03	5.191E-02	1.083E-01	1.340E-01	1.083E-01	5.191E-02	7.873E-03	-40608.3	-23623.2	18240.0	37830.8	18240.0	-23623.2	-40608.3	-1913.6	-3394.1	-3513.8	-3535.5	-3513.8	-3394.1	-1913.6	-37.3	-37.3
		1.50	0.2737	2.013E-02	1.065E-01	2.057E-01	2.487E-01	2.057E-01	1.065E-01	2.013E-02	-73507.5	-23241.6	41825.8	69815.8	41825.8	-23241.6	-73507.5	-2926.1	-3450.8	-3570.7	-3584.6	-3570.7	-3450.8	-2926.1	165.9	165.9
		3.00	0.9046	1.376E-01	4.512E-01	7.549E-01	8.781E-01	7.549E-01	4.512E-01	1.376E-01	-183388.8	-88.8	156578.8	216769.2	156578.8	-88.8	-183388.8	-3615.7	-3602.4	-3722.5	-3758.2	-3722.5	-3602.4	-3615.7	-2350.5	-2350.5
		3.50	1.2361	2.030E-01	6.356E-01	1.045E+00	1.209E+00	1.045E+00	6.356E-01	2.030E-01	-236222.7	13798.5	215700.9	291794.0	215700.9	13798.5	-236222.7	-3645.2	-3660.2	-3802.3	-3849.2	-3802.3	-3660.2	-3645.2	-3926.5	-3926.5
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)							M Tabuleiro (kN.m)							V Pilar (kN)							V Enc (kN)	
		Intens	d40	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>
	0.50	0.0849	6.235E-03	2.916E-02	5.314E-02	6.343E-02	5.314E-02	2.916E-02	6.229E-03	21108.6	8197.3	-2142.5	-8660.6	-2145.7	8192.8	21115.5	-1254.1	-2277.5	-3098.8	-3204.0	-3098.5	-2277.3	-1253.5	-312.2	-312.9	
	0.75	0.1360	9.826E-03	4.746E-02	9.188E-02	1.117E-01	9.187E-02	4.745E-02	9.816E-03	32256.6	16692.7	-11771.6	-26228.8	-11773.0	16688.2	32266.8	-1529.7	-2924.0	-3354.9	-3388.6	-3354.7	-2921.7	-1529.2	-279.1	-279.8	
	1.00	0.1929	1.578E-02	7.231E-02	1.382E-01	1.673E-01	1.382E-01	7.229E-02	1.577E-02	45686.8	20476.2	-23034.2	-43419.1	-23032.4	20477.8	45696.3	-1856.0	-3232.4	-3446.1	-3450.5	-3446.1	-3232.3	-1855.4	-258.3	-259.0	
	1.50	0.3228	3.276E-02	1.357E-01	2.480E-01	2.960E-01	2.480E-01	1.356E-01	3.275E-02	76792.5	20667.7	-48644.8	-78201.9	-48643.1	20672.3	76805.7	-2588.4	-3402.3	-3482.8	-3488.4	-3484.8	-3402.3	-2587.8	-297.3	-298.0	
	3.00	0.9491	1.457E-01	4.742E-01	7.918E-01	9.206E-01	7.918E-01	4.742E-01	1.457E-01	190568.0	-640.4	-163718.0	-226933.7	-163720.2	-618.1	190607.0	-3568.6	-3460.6	-3489.2	-3459.4	-3487.8	-3460.5	-3568.6	-2522.7	-2523.5	
	3.50	1.2589	2.072E-01	6.480E-01	1.064E+00	1.231E+00	1.064E+00	6.473E-01	2.068E-01	240388.1	-14548.0	-220367.4	-296404.0	-219798.1	-13991.0	240349.1	-3588.9	-3421.4	-3405.0	-3493.2	-3416.8	-3430.8	-3588.9	-3999.5	-3988.7	
uniforme - nó central	Sap2000		Desl Tabuleiro (m)							M Tabuleiro (kN.m)							V Pilar (kN)							V Enc (kN)		
	Intens	d33	p8	p16	p24	p32	p40	p48	p56	d9	d17	d25	d33	d41	d49	d57	p1	p9	p17	p25	p33	p41	p49	Enc <sub>esq</sub>	Enc <sub>dir</sub>	
	0.50	0.0498	1.478E-02	2.343E-02	2.618E-02	2.645E-02	2.618E-02	2.343E-02	1.478E-02	-8886.4	-3709.0	-8745.2	-10498.7	-8745.2	-3709.0	-8886.4	-2487.3	-3058.1	-3328.0	-3332.5	-3328.0	-3058.1	-2487.3	-2510.1	-2510.1	
	0.75	0.0810	1.827E-02	3.630E-02	5.002E-02	5.508E-02	5.002E-02	3.630E-02	1.827E-02	-15808.2	-6406.1	-3220.9	-1778.8	-3220.9	-6406.1	-15808.2	-2776.0	-3356.3	-3448.5	-3422.9	-3448.5	-3356.3	-2776.0	-2633.2	-2633.2	
	1.00	0.1121	2.207E-02	5.153E-02	7.624E-02	8.564E-02	7.624E-02	5.153E-02	2.207E-02	-24550.9	-5744.1	2916.1	6131.2	2916.1	-5744.1	-24550.9	-3091.4	-3371.6	-3465.7	-3446.0	-3465.7	-3371.6	-3091.4	-2646.9	-2646.9	
	1.50	0.1938	3.561E-02	9.492E-02	1.468E-01	1.668E-01	1.468E-01	9.492E-02	3.561E-02	-42664.7	-2780.7	18154.5	25335.3	18154.5	-2780.7	-42664.7	-3564.6	-3415.4	-3519.3	-3507.2	-3519.3	-3415.4	-3564.6	-2925.0	-2925.0	
	3.00	0.6048	1.277E-01	3.330E-01	5.094E-01	5.770E-01	5.094E-01	3.330E-01	1.277E-01	-102327.8	18553.4	88580.5	112090.3	88580.5	18553.4	-102327.8	-3625.0	-3537.6	-3624.3	-3614.3	-3624.3	-3537.6	-3625.0	-5622.3	-5622.3	
	3.50	0.7361	2.302E-01	4.484E-01	6.359E-01	7.077E-01	6.359E-01	4.484E-01	2.302E-01	-107892.3	20308.8	94758.2	119727.9	94758.2	20308.8	-107892.3	-3667.6	-3572.0	-3657.4	-3648.2	-3657.4	-3572.0	-3667.6	-5864.8	-5864.8	
	Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)							M Tabuleiro (kN.m)							V Pilar (kN)							V Enc (kN)		
	Intens	d40	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>	
	0.50	0.0656	1.909E-02	3.499E-02	4.283E-02	4.472E-02	4.283E-02	3.498E-02	1.908E-02	9858.6	-94.5	4396.3	6674.1	4391.0	-99.9	9869.7	-2011.7	-2491.9	-2821.3	-2869.9	-2821.2	-2491.7	-2011.3	-2358.1	-2358.8	
	0.75	0.1085	2.761E-02	5.640E-02	7.673E-02	8.380E-02	7.673E-02	5.638E-02	2.760E-02	16354.3	1764.5	-812.7	-1463.8	-813.8	1762.0	16366.0	-2382.0	-3101.9	-3298.2	-3312.9	-3298.1	-3100.6	-2381.5	-2921.0	-2921.7	
	1.00	0.1505	3.453E-02	7.792E-02	1.121E-01	1.247E-01	1.121E-01	7.790E-02	3.451E-02	25164.6	1433.6	-8190.0	-11274.8	-8188.9	1435.4	25176.6	-2654.5	-3257.9	-3404.7	-3413.4	-3399.7	-3257.8	-2653.9	-3129.8	-3130.5	
	1.50	0.2437	4.968E-02	1.263E-01	1.916E-01	2.166E-01	1.916E-01	1.263E-01	4.966E-02	45109.8	-556.5	-25392.5	-33818.9	-25387.6	-550.5	45125.1	-3158.5	-3387.9	-3471.8	-3464.4	-3471.6	-3387.9	-3158.0	-3461.2	-3461.7	
	3.00	0.6577	1.430E-01	3.645E-01	5.561E-01	6.299E-01	5.562E-01	3.646E-01	1.431E-01	110080.4	-19249.0	-96822.0	-123222.7	-96822.1	-19247.4	110091.9	-3569.6	-3460.4	-3467.3	-3436.7	-3467.0	-3460.4	-3569.7	-5763.0	-5763.2	
	3.50	0.7857	2.795E-01	5.042E-01	6.939E-01	7.578E-01	6.939E-01	5.042E-01	2.201E-01	110781.8	-24127.4	-104196.7	-129783.9	-99106.1	-14670.7	118621.7	-3605.6	-3452.3	-3453.6	-3420.1	-3468.1	-3570.9	-3645.7	-5917.0	-5845.2	
THA	Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)							M Tabuleiro (kN.m)							V Pilar (kN)							V Enc (kN)		
	Intensidade	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>		
	0.50	2.339E-02	4.784E-02	6.865E-02	8.985E-02	6.870E-02	4.789E-02	2.337E-02	31368.7	40701.6	19048.4	65509.4	19080.3	40650.8	31372.0	2383.7	3002.8	3561.4	4064.3	3562.4	3002.9	2383.1	2724.4	2724.5		
	0.75	3.973E-02	7.391E-02	1.034E-01	1.446E-01	1.034E-01	7.388E-02	3.969E-02	47804.3	63388.9	32786.5	112608.5	32868.0	63413.4	47848.8	3084.6	3719.8	4239.4	4850.1	4238.6	3719.9	3083.4	4459.6	4460.1		
	1.00	5.495E-02	1.020E-01	1.522E-01	1.952E-01	1.522E-01	1.020E-01	5.493E-02	66483.2	78469.8	44234.7	149048.0	44218.8	78594.3	66527.7	3723.1	4313.4	4399.5	5554.0	4399.7	4323.0	3725.5	5937.4	5937.4		
	1.50	8.654E-02	1.511E-01	2.667E-01	3.444E-01	2.670E-01	1.511E-01	8.651E-02	100326.2	97789.4	69949.9	177440.9	69865.6	97991.9	100333.4	4943.7	5387.7	5490.7	7732.4	5426.1	5665.9	4930.9	6339.4	6339.7		
	3.00	2.291E-01	3.833E-01	5.362E-01	6.143E-01	5.364E-01	3.831E-01	2.291E-01	176721.7	166554.7	134888.6	279737.7	134500.4	166484.1	176656.9	6747.3	7343.8	8617.9	14835.2	8527.5	7776.8	6714.5	9172.2	9172.8		
	3.50	2.628E-01	4.647E-01	7.160E-01	8.219E-01	7.164E-01	4.647E-01	2.627E-01	203520.1	184084.4	166137.1	316605.3	166394.2	183826.2	203473.4	7263.3	7694.4	8527.6	10035.8	8247.1	7828.4	7319.6	9847.3	9847.3		
P2222222	Máximos e Médias	Modal - Sap2000							Uniforme - Sap2000																	
		Desl <sub>p,max</sub>	desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>	desl <sub>p,max</sub>	desl <sub>p,méd</sub>	M <sub>lab,max</sub>	M <sub>lab,méd</sub>	V <sub>p,max</sub>	V <sub>p,méd</sub>	V <sub>enc,max</sub>											
		0.049	0.025	-14600.1	9438.3	-3468.2	2576.7	-411.7	0.026	0.022	-10498.7	7597.1	-3332.5	3011.3	-2510.1											
		0.089	0.043	-24667.3	19499.4	-3500.1	2833.5	-265.0	0.055	0.038	-15808.2	7521.3	-3445.8	3225.6	-2633.2											
		0.134	0.067	-40608.3	28967.6	-3535.5	3025.5	-37.3	0.086	0.055	-24550.9	10364.8	-3465.7	3329.1	-2646.9											
		0.249	0.130	-73507.5	49566.5	-3584.6	3354.3	165.9	0.167	0.103	-42664.7	21790.7	-3564.6	3500.8	-2925.0											
		0.878	0.509	216769.2	128126.0	-3758.2	3662.8	-2350.5	0.577	0.360	112090.3	75859.3	-3625.0	3598.3	-5622.3											
		1.209	0.711	291794.0	174748.3	-3849.2	3723.5	-3926.5	0.708	0.477	119727.9	80806.6	-3667.6	3634.6	-5864.8											
		Modal - Seismostruct							Uniforme - Seismostruct							THA - Seismostruct										
		desl <sub>p,max</sub>	desl <sub>p,méd</sub>																							



A2. Resultados das análises “pushover” para as pontes longas

P2331312	modal - não central	Sap2000										Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)										V Pilar (kN)										V Enc (kN)	
		Intens		d33	p8	p16	p24	p32	p40	p48	p56	d9	d17	d25	d33	d41	d49	d57	p1	p9	p17	p25	p33	p41	p49	Enc <sub>esq</sub>	Enc <sub>dir</sub>																
		0.50	0.0346	-3.756E-02	-1.022E-01	-8.825E-02	-1.480E-02	2.707E-03	-2.970E-04	-9.432E-04	46478.2	-75791.5	-57945.0	90852.9	11968.1	-1396.1	-251.4	3594.8	2366.8	2350.8	6641.3	-212.1	615.2	245.3	1089.4	391.3																	
		0.75	0.0630	-5.573E-02	-1.430E-01	-1.330E-01	-4.247E-02	-5.014E-03	-3.198E-04	-5.783E-04	52350.4	-94258.3	-78523.9	89461.5	26808.7	5069.3	-422.6	3610.0	2390.0	2374.6	6889.4	379.4	662.4	151.0	1763.6	408.4																	
		1.00	0.1049	-7.893E-02	-1.962E-01	-1.937E-01	-8.254E-02	-1.706E-02	-3.779E-04	-4.665E-05	60795.6	-116519.0	-105495.6	82634.5	46809.2	15555.5	-658.0	3629.4	2419.2	2405.4	6977.5	1229.2	782.7	-10.5	2596.2	420.8																	
		1.50	0.2484	-1.456E-01	-3.526E-01	-3.817E-01	-2.222E-01	-7.323E-02	-1.325E-03	3.736E-03	88664.5	-173862.6	-181832.2	50655.9	78313.4	73893.8	-1240.3	3684.3	2501.6	2490.9	7163.2	2254.8	2744.2	-964.9	4852.6	363.7																	
		3.00	0.6576	-8.798E-01	-1.069E+00	-9.868E-01	-6.273E-01	-2.590E-01	-2.988E-02	1.236E-02	59539.8	-263058.8	-265703.7	35463.0	132551.0	208702.4	27475.0	3758.7	2562.0	2539.4	7700.7	2322.7	6717.2	-1981.8	6574.4	-578.8																	
		3.50	0.8376	-1.190E+00	-1.362E+00	-1.235E+00	-8.062E-01	-3.631E-01	-7.024E-02	9.087E-03	45485.2	-289111.2	-288173.5	31656.8	142219.8	233442.0	61147.3	3782.9	2581.1	2555.7	7938.1	2361.0	6897.9	-1134.1	6933.3	-1208.5																	
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)										V Pilar (kN)										V Enc (kN)									
		Intens		d40	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>																
0.50	0.0442	4.657E-02	1.167E-01	1.025E-01	2.352E-02	-3.199E-04	2.950E-04	8.402E-04	42254.5	-80491.6	-63044.8	90816.6	16918.8	695.6	-15.1	-3079.3	-2036.9	-1951.8	-6653.9	23.8	-607.2	-215.4	-1575.6	-388.0																			
0.75	0.0785	6.598E-02	1.630E-01	1.542E-01	5.603E-02	9.232E-03	3.701E-04	3.893E-04	52415.0	-101653.8	-86208.9	89417.5	33139.5	9204.8	-168.0	-3368.7	-2167.0	-2170.5	-7052.2	-650.8	-761.8	-99.4	-2238.5	-422.2																			
1.00	0.1233	8.733E-02	2.135E-01	2.138E-01	9.842E-02	2.546E-02	6.346E-04	-6.355E-04	62063.0	-121531.7	-111248.6	82531.4	44403.2	25826.3	-313.9	-3470.4	-2214.2	-2222.6	-7277.1	-1032.6	-1305.1	16.3	-2970.4	-418.4																			
1.50	0.2584	1.472E-01	3.563E-01	3.873E-01	2.301E-01	8.180E-02	3.633E-03	-3.983E-03	89045.0	-172850.9	-180856.1	54098.4	67425.5	80952.9	1311.1	-3579.4	-2247.4	-2259.7	-7601.1	-1711.9	-3249.7	977.7	-4990.0	-320.8																			
3.00	0.6124	8.417E-01	1.020E+00	9.316E-01	5.802E-01	2.294E-01	1.790E-02	-1.542E-02	53393.9	-256734.0	-253153.3	50609.5	130230.8	199349.7	23899.2	-3471.7	-2096.9	-2102.8	-8091.4	-2181.7	-6473.3	1825.9	-6536.0	611.7																			
3.50	0.7056	1.021E+00	1.186E+00	1.068E+00	6.738E-01	2.786E-01	3.342E-02	-1.437E-02	42763.0	-272031.6	-265080.4	49606.7	139285.2	219523.8	35300.1	-3407.0	-2054.0	-2062.7	-8154.5	-2191.0	-6892.1	1770.1	-6744.9	827.4																			
P2331312	modal - no máximo desl	Sap2000										Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)										V Pilar (kN)										V Enc (kN)	
		Intens		d21	p8	p16	p24	p32	p40	p48	p56	d9	d17	d25	d33	d41	d49	d57	p1	p9	p17	p25	p33	p41	p49	Enc <sub>esq</sub>	Enc <sub>dir</sub>																
		0.50	0.0954	-2.548E-02	-7.543E-02	-6.365E-02	-8.837E-03	3.872E-03	-2.974E-04	-9.015E-04	41715.1	-58642.2	-43992.6	78220.4	5905.1	-2058.4	-178.4	3381.7	2340.9	2310.9	5765.0	-300.9	616.0	234.4	635.6	354.2																	
		0.75	0.1498	-4.746E-02	-1.244E-01	-1.128E-01	-3.021E-02	-1.627E-03	-3.077E-04	-7.338E-04	49550.9	-85580.4	-69291.8	89591.7	20219.7	2224.3	-345.8	3584.7	2372.1	2340.5	6746.3	119.9	637.4	191.2	1457.1	398.6																	
		1.00	0.2090	-6.999E-02	-1.755E-01	-1.702E-01	-6.691E-02	-1.215E-02	-3.410E-04	-2.175E-04	57326.9	-107795.9	-95224.1	85099.7	36268.5	11111.0	-569.3	3603.4	2400.7	2370.0	6920.8	926.1	706.2	57.8	2278.1	415.7																	
		1.50	0.3615	-1.255E-01	-3.054E-01	-3.244E-01	-1.785E-01	-5.436E-02	-9.565E-04	2.447E-03	79909.7	-157152.1	-159367.1	60681.1	72033.0	53608.0	-1079.4	3649.1	2469.7	2445.1	7068.1	2118.2	1980.5	-631.2	4195.6	388.4																	
		3.00	0.8614	-6.109E-01	-8.185E-01	-7.800E-01	-4.852E-01	-1.838E-01	-6.537E-03	1.266E-02	73448.1	-238775.6	-246258.6	36193.5	112920.5	179383.5	6871.5	3718.3	2537.5	2500.9	7473.5	2294.2	6164.1	-2294.1	6262.1	-131.2																	
		3.50	1.0518	-8.311E-01	-1.024E+00	-9.492E-01	-6.012E-02	-2.445E-01	-2.471E-02	1.269E-02	61875.0	-258476.8	-262355.5	35065.9	130490.8	204433.5	23142.3	3735.4	2551.1	2512.3	7626.6	2316.5	6660.2	-2074.7	6517.9	-496.7																	
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)										V Pilar (kN)										V Enc (kN)									
		Intens		d24	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>																
0.50	0.1055	3.393E-02	8.663E-02	7.330E-02	1.106E-02	-2.842E-03	2.441E-04	8.431E-04	34305.1	-62733.2	-47677.1	78463.4	9682.3	-1573.9	33.6	-2634.7	-1766.5	-1653.3	-5636.6	215.2	-502.5	-216.2	-1127.8	-327.3																			
0.75	0.1669	5.594E-02	1.393E-01	1.273E-01	3.853E-02	3.930E-03	3.305E-04	6.568E-04	47642.0	-91341.6	-70168.0	91284.0	24703.6	4456.3	-85.3	-3272.2	-2123.3	-2107.3	-6914.8	-298.1	-680.1	-168.2	-1891.8	-410.3																			
1.00	0.2324	7.926E-02	1.944E-01	1.910E-01	8.187E-02	1.887E-02	5.185E-04	-2.064E-04	58423.1	-114195.6	-101817.9	85449.8	40703.9	18947.5	-261.7	-3439.2	-2200.4	-2209.1	-7101.5	-918.6	-1066.8	53.6	-2695.0	-422.5																			
1.50	0.3899	1.350E-01	3.273E-01	3.518E-01	2.027E-01	6.967E-02	2.687E-03	-3.266E-03	83612.9	-162678.4	-166831.0	60263.1	63184.0	69816.6	492.8	-3568.8	-2249.1	-2236.9	-7551.8	-1586.1	-2861.4	835.3	-4581.7	-354.8																			
3.00	0.8065	5.549E-01	7.605E-01	7.281E-01	4.516E-01	1.735E-01	1.036E-02	-1.172E-02	73758.2	-230084.5	-234818.1	47157.0	109009.4	159025.3	1364.1	-3593.8	-2164.3	-2154.4	-7918.6	-2151.4	-5448.1	1632.1	-6199.9	233.7																			
3.50	0.9177	6.898E-01	8.827E-01	8.242E-01	5.118E-01	1.986E-01	1.254E-02	-1.394E-02	64456.1	-242927.8	-243963.8	48408.9	119565.8	179418.0	17824.6	-3544.8	-2130.2	-2130.9	-7987.5	-2169.4	-5990.3	1759.2	-6357.8	415.9																			
P2331312	uniforme - não central	Sap2000										Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)										V Pilar (kN)										V Enc (kN)	
		Intens		d33	p8	p16	p24	p32	p40	p48	p56	d9	d17	d25	d33	d41	d49	d57	p1	p9	p17	p25	p33	p41	p49	Enc <sub>esq</sub>	Enc <sub>dir</sub>																
		0.50	0.0234	1.604E-02	3.304E-02	2.591E-02	4.416E-03	7.108E-03	2.468E-03	5.443E-03	-1.6803.9	19936.3	12596.2	-47383.1	13060.6	-23866.8	475.5	-2591.9	-1611.1	-1439.9	-4901.2	-544.9	-3718.9	-1408.2	-1882.2	-1843.8																	
		0.75	0.0400	2.658E-02	5.494E-02	4.650E-02	1.393E-02	1.271E-02	4.616E-03	7.947E-03	-23480.0	31195.6	21514.9	-62658.8	13422.0	-33018.0	448.2	-3465.3	-2137.4	-1934.6	-6629.6	-974.1	-5022.6	-1920.9	-2765.2	-2546.8																	
		1.00	0.0661	3.874E-02	8.053E-02	7.645E-02	3.785E-02	2.377E-02	5.895E-03	8.518E-03	-26499.3	39851.6	29786.0	-56577.9	9181.2	-45278.9	567.7	-3579.7	-2264.6	-2267.0	-6835.4	-1388.6	-5799.1	-1964.1	-3436.6	-2808.6																	
		1.50	0.1269	6.411E-02	1.376E-01	1.469E-01	9.529E-02	5.232E-02	1.411E-02	1.013E-02	-35008.6	57473.9	54741.0	-42837.3	-370.9	-62592.4	-3898.5	-3599.0	-2285.8	-2293.2	-6991.0	-2096.3	-6608.4	-2089.1	-4534.4	-3022.4																	
		3.00	0.3727	2.825E-01	3.965E-01	4.197E-01	3.389E-01	2.310E-01	1.074E-01	3.319E-02	-46069.2	82777.8	94378.6	-11018.3	16645.2	-75646.3	-54586.0	-3686.4	-2371.8	-2376.7	-7377.9	-2317.6	-6983.7	-3526.4	-5964.5	-3127.8																	
		3.50	0.4773	4.419E-01	5.470E-01	5.507E-01	4.415E-01	3.014E-01	1.458E-01	4.556E-02	-39253.7	92466.6	102630.8	-8556.3	16808.4	-81131.7	-67341.2	-3698.3	-2378.6	-2382.7	-7540.8	-2343.7	-7044.4	-3535.7	-6149.6	-3403.5																	
		Seismostruct		Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)										V Pilar (kN)										V Enc (kN)									
		Intens		d40	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>esq</sub>	abut <sub>dir</sub>																
0.50	0.0279	2.397E-02	4.664E-02	3.721E-02	8.786E-03	8.028E-03	4.191E-03	6.653E-03	14207.4	-28557.9	-17594.5	52005.9	-8194.3	21246.9	-1108.0	-2230.2	-1316.0	-1215.2	-4982.7	-601.5	-3425.5	-1293.3	-2209.4	-1844.8																			
0.75	0.0596	3.962E-02	7.791E-02	6.737E-02	2.519E-02	1.766E-02	8.259E-03	1.047E-02	19406.8	-44210.1	-29957.0	67661.8	-8435.5	32406.8	-2855.9	-2844.3	-1675.8	-1586.6	-701.9E-06	-900.2	-4761.6	-1564.4	-3288.3	-2591.4																			
1.00	0.0785	4.881E-02	9.969E-02	9.574E-02	5.047E-02	3.202E-02	1.139E-02	1.151E-02	24987.8	-49480.7	-37578.8	61631.0	-8651.6	45668.1																													

P332111	modal - n.º central	Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)								V Pilar (kN)								V Enc (kN)	
		Sap2000										Sap2000								Sap2000								Sap2000	
		Intens	d33	p8	p16	p24	p32	p40	p48	p56	d9	d17	d25	d33	d41	d49	d57	p1	p9	p17	p25	p33	p41	p49	Enc <sub>seq</sub>	Enc <sub>dir</sub>			
P332111	modal - n.º central	0.50	0.0630	-4.760E-02	-1.092E-01	-1.075E-01	-4.586E-02	-1.279E-03	3.437E-04	-1.440E-04	26628.8	-57254.8	-53486.7	31488.8	53644.9	-6159.9	1197.3	2114.3	2377.1	2389.6	3428.3	2648.5	-711.3	298.1	2084.2	236.5			
		0.75	0.1218	-8.893E-02	-2.035E-01	-2.098E-01	-1.024E-01	-5.807E-03	9.783E-04	-2.213E-04	43085.1	-101906.5	-105600.8	23939.8	116830.6	-15181.5	1548.5	2490.9	2425.5	2438.7	3454.6	5708.0	-2024.8	458.1	3613.8	295.9			
		1.00	0.1760	-1.179E-01	-2.689E-01	-2.856E-01	-1.548E-01	-2.300E-02	7.950E-04	-1.849E-05	52833.9	-127492.4	-137901.4	12578.9	139263.3	-5630.6	-949.4	2500.3	2456.0	2471.5	3554.6	6636.9	-1645.3	38.3	4677.3	379.3			
		1.50	0.2964	-2.572E-01	-4.402E-01	-4.528E-01	-2.730E-01	-7.183E-02	-2.198E-04	6.627E-04	58534.8	-162050.1	-180543.8	-6683.5	159499.8	61664.5	-8865.1	2527.5	2501.8	2512.0	3594.6	6879.4	455.1	-1371.7	5877.2	575.0			
		3.00	0.7848	-1.325E+00	-1.413E+00	-1.223E+00	-7.580E-01	-2.689E-01	-1.448E-02	4.889E-03	-10829.0	-261878.3	-258213.0	-10505.0	253545.5	251864.8	-18744.6	2575.4	2576.7	2573.9	3707.1	7189.1	6552.2	-5397.9	7127.5	705.4			
		3.50	0.9923	-1.687E+00	-1.753E+00	-1.510E+00	-9.638E-01	-3.844E-01	-5.500E-02	4.390E-03	-28070.7	-290874.2	-284271.1	-19211.9	268208.5	284717.8	-20451.1	2586.3	2601.6	2595.3	3754.3	7370.6	6837.9	-4364.8	7546.2	-170.9			
P332111	modal - n.º máximo desl	Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)								V Pilar (kN)								V Enc (kN)	
		Sap2000										Sap2000								Sap2000								Sap2000	
		Intens	d40	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>seq</sub>	abut <sub>dir</sub>			
		0.50	0.0844	6.437E-02	1.421E-01	1.424E-01	6.879E-02	4.453E-03	-5.055E-04	1.458E-04	26181.7	-70382.2	-68145.8	26884.0	73487.3	-5625.5	1297.1	-1635.8	-2131.7	-2156.0	-3234.3	-3594.4	1040.2	-299.5	-2850.5	-255.3			
		0.75	0.1409	1.002E-01	2.251E-01	2.340E-01	1.202E-01	1.235E-02	-9.682E-04	1.394E-04	41927.4	-108161.7	-113228.5	19609.6	122973.9	-4185.8	788.6	-2020.4	-2220.1	-2243.6	-3414.0	-5956.4	1794.0	-286.3	-4166.7	-332.2			
		1.00	0.1985	1.279E-01	2.910E-01	3.127E-01	1.763E-01	3.188E-02	-6.203E-04	-9.504E-05	54981.9	-133184.9	-146921.1	6216.4	144457.5	15720.2	194.5	-2199.5	-2243.0	-2261.6	-3459.8	-6845.8	1271.4	-96.1	-5129.8	-424.6			
P332111	uniforme - n.º central	Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)								V Pilar (kN)								V Enc (kN)	
		Sap2000										Sap2000								Sap2000								Sap2000	
		Intens	d24	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>seq</sub>	abut <sub>dir</sub>			
		0.50	0.1155	4.366E-02	9.609E-02	9.415E-02	4.125E-02	1.628E-03	-3.060E-04	1.224E-04	18704.9	-48322.8	-44777.9	25128.8	47726.6	-4852.5	1198.8	-1374.1	-1865.4	-1872.9	-2753.6	-2365.3	629.8	-251.6	-2004.7	-201.6			
		0.75	0.1896	7.200E-02	1.597E-01	1.617E-01	7.779E-02	5.924E-03	-5.900E-04	1.491E-04	29523.1	-78515.6	-77674.3	25714.8	84121.5	-5635.1	1260.0	-1726.4	-2163.3	-2188.8	-3294.0	-4104.6	1213.8	-306.4	-3134.6	-271.5			
		1.00	0.2674	1.006E-01	2.260E-01	2.350E-01	1.208E-01	1.247E-02	-9.723E-04	1.387E-04	42091.8	-108835.6	-113688.2	19507.2	123435.8	-4116.3	774.9	-2023.9	-2220.6	-2244.0	-3415.1	-5978.0	1798.5	-284.7	-4179.9	-333.1			
P332111	THA	Desl Tabuleiro (m)										M Tabuleiro (kN.m)								V Pilar (kN)								V Enc (kN)	
		Sap2000										Sap2000								Sap2000								Sap2000	
		Intensidade	p10	p20	p30	p40	p50	p60	p70	d10	d20	d30	d40	d50	d60	d70	p17	p27	p37	p47	p57	p67	p77	abut <sub>seq</sub>	abut <sub>dir</sub>				
		0.50	6.188E-02	9.686E-02	1.048E-01	5.203E-02	1.045E-02	5.566E-03	3.470E-03	4824.6	63500.1	84903.1	42309.3	53355.1	12832.3	16945.1	-1294.1	-1597.5	-1608.5	-2531.3	-3631.1	-1522.1	-2314.6	-2921.3	-1307.3				
		0.75	9.276E-02	1.782E-01	1.868E-01	1.064E-01	1.916E-02	1.218E-02	6.349E-03	74602.5	84597.4	12982.7	47907.3	93305.5	18696.9	23789.0	-1629.6	-2069.5	-2101.3	-3241.2	-5679.1	-2065.8	-3046.3	-4506.9	-1910.7				
		1.00	0.1377	8.460E-02	1.701E-01	1.812E-01	1.102E-01	2.864E-02	2.606E-03	2.891E-03	20185.8	-65187.1	-71658.9	-1088.8	87860.1	26541.8	14073.4	-1861.6	-2176.6	-2210.6	-3388.0	-6746.4	-2782.9	-3179.2	-5477.9	-2202.9			